

18  
2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO  
ESTRUCTURAL DE LOSAS PLANAS**

**T E S I S**  
**QUE PRESENTA:**  
**JOSE ARMANDO CASTELLANOS FLORES**  
**PARA OBTENER EL TITULO DE:**  
**INGENIERO CIVIL**

**ARAGON EDO, MEXICO**

**1995**



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ARAGÓN II  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

JOSÉ ARMANDO CASTELLANOS FLORES  
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 7 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLÓRZANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS PLANAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, México, 12 de junio de 1995  
EL DIRECTOR

M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.

## AGRADECIMIENTOS

Todo mi agradecimiento a cada una de las personas que hicieron posible la realización de mi meta.

### Agradezco:

A mis padres por haber confiado en mí y darme su apoyo incondicional a lo largo de todos estos años. Su ayuda y comprensión han sido un motivo para seguir adelante a pesar de las dificultades.

Dedico esta tesis a mis hermanos...

A mi amada Tita, a Miguel, Judith y Verónica por su ayuda incondicional.

A Anita que con su amor y cariño me ha impulsado a superar los obstáculos presentados.

Agradezco a todos mis maestros, que me enseñaron lo esencial para poder superarme. Por haber compartido conmigo sus conocimientos y experiencias. En forma muy especial al Ingeniero Amilcar Galindo Solórzano, quien tuvo a bien aceptar ser el director de esta tesis, y que a pesar de su múltiples ocupaciones apartó tiempo en varias ocasiones y pacientemente revisó cada una de estas páginas.

También agradezco a los profesores que aceptaron ser miembros del jurado para la presentación del examen profesional:

Ing. José Mario Avalos Hernández.

Ing. Pascual García Cuevas.

Ing. Celia Martínez Rayón.

M. en I. Daniel Velázquez Vázquez.

# INDICE

INDICE . . . . .	1
CAPITULO I. INTRODUCCION . . . . .	2
CAPITULO II. TIPOS CONSTRUCTIVOS . . . . .	6
2.1 Generalidades . . . . .	6
2.2 Tipos de losas planas . . . . .	8
2.3 Requisitos para abacos y capiteles . . . . .	10
2.4 Materiales para aligeramiento . . . . .	12
2.5 Sugerencias para losas aligeradas . . . . .	13
CAPITULO III. METODOS DE ANALISIS POR CARGAS VERTICALES . . . . .	15
3.1 Introduccion . . . . .	15
3.2 Metodo de diseño directo . . . . .	22
3.3 Metodo del marco equivalente para diseño . . . . .	32
3.4 Analisis aproximado por carga vertical . . . . .	39
CAPITULO IV. RECOMENDACIONES PARA ANALISIS SISMICO . . . . .	41
4.1 Introduccion . . . . .	41
4.2 Sistema losa plana-columna para resistir sismos . . . . .	47
4.3 Analisis de la losa . . . . .	49
CAPITULO V. RECOMENDACIONES PARA DISEÑO . . . . .	57
5.1 Dimensionamiento del refuerzo para flexión . . . . .	57
5.2 Secciones criticas para momento . . . . .	62
5.3 Peraltes minimos . . . . .	63
5.4 Efectos de las aberturas en losas planas . . . . .	66
CAPITULO VI. APLICACION A UN EJEMPLO NUMERICO . . . . .	68
CAPITULO VII. CONCLUSIONES . . . . .	104
BIBLIOGRAFIA . . . . .	106

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

En la práctica ingenieril mexicana se designa como "losas planas" a aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas y que carecen de vigas en los linderos de tablero. Estas losas pueden ser macizas o aligeradas. El aligeramiento se puede conseguir colocando tubos de cartón o embebiendo piezas de ladrillo ligero, pero el más común y más efectivo se obtiene aligerando la losa con el uso de casetones de poliestireno que quedan como cimbra perdida y que dan lugar a una retícula de nervaduras. A estas losas se les denomina "encasetonadas" o "reticulares".

Las losas planas macizas o reticulares son empleadas muy frecuentemente en México como sistema de piso de edificios de uno o varios niveles. Esta popularidad obedece a que ofrecen ventajas constructivas y permiten reducir la altura de entresijos, optimizando la rentabilidad de la construcción. Además ofrecen un mejor aspecto que las losas sobre vigas, desde el punto de vista estético.

Las losas planas se idearon en otros países desde principios de este siglo sin embargo, inicialmente su construcción era puramente empírica, ya que no se disponía de métodos de análisis que explicasen su alta resistencia ante cargas verticales. A mediados de este siglo se perfeccionaron estos métodos con base en numerosas pruebas experimentales y este perfeccionamiento dio lugar a procedimientos de análisis y diseño por carga vertical que quedaron incluidos en el Reglamento del Instituto Americano del Concreto y en otras normas.

En lo que se refiere a la forma de trabajo de este tipo de losas ante cargas laterales, por esa misma época se concluyó que podía asimilarse a la de un marco plano formado por la losa y las columnas, quedando solamente por definir cual sería el ancho contribuyente de la losa integrada a ese marco.

Durante el terremoto de septiembre de 1985 en México, numerosos edificios estructurados con losas planas y columnas tuvieron un comportamiento deficiente, incluyendo daños severos y colapsos. El porcentaje de edificios con daños importantes respecto al total de edificios con el mismo tipo de estructura fue mayor para estructuras con losas planas que para edificios con otro tipo de estructuración.

Estas observaciones llevaron a la conclusión de que el ancho de contribución que se suponía en los reglamentos entonces en vigor era demasiado optimista y que la rigidez lateral de las



estructuras con losas planas era menor que la considerada hasta entonces. Esta conclusión fue avalada por investigaciones experimentales posteriores realizadas por diversos investigadores nacionales por lo que el Reglamento fue modificado sustancialmente introduciendo prescripciones más estrictas para este tipo de estructuras bajo la sollicitación sísmica. Dichas prescripciones se refieren por una parte a un ancho contribuyente menor y por la otra a un factor de comportamiento sísmico también menor.

Si a eso se añaden las mayores restricciones a los desplazamientos laterales de los edificios por efecto del sismo, se concluye que el Reglamento actual solamente hace factibles los edificios con estructuras de losas planas y columnas en zonas sísmicas cuando se tiene un número pequeño de niveles (tres o cuatro). Para edificios más altos el Reglamento obliga a combinar este sistema con muros de cortante.

Dado el interés que este tipo de construcción tiene entre los ingenieros mexicanos se consideró que era un tema adecuado para una tesis profesional. En el presente trabajo se exponen algunos aspectos sobre el análisis y diseño de losas planas: en el capítulo II se hace referencia a los distintos tipos de losas planas generalmente usados; en el capítulo III se mencionan los métodos más usados para el análisis por cargas verticales y las características que se deben tomar en cuenta en la losa para la aplicación apropiada de cada método. Luego en el capítulo IV se dan algunas recomendaciones para el análisis sísmico de las losas

planas, basadas en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC) y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En el capítulo V se trata el aspecto del diseño y se presentan algunos valores para el refuerzo por flexión y peraltes mínimos, así como el efecto de los huecos en las losas planas y el refuerzo recomendado para evitar grietas excesivas. En seguida, en el capítulo VI se presenta un ejemplo resuelto tomando como base para su solución el método de las NTC. Por último, en el capítulo VII se dan las conclusiones acerca de este trabajo.

## CAPITULO II

### TIPOS CONSTRUCTIVOS

#### ***2.1 Generalidades***

Las losas planas son aquellas cuyas cargas son transmitidas directamente a las columnas, sin necesidad de colocar vigas. Los pisos de losas planas son económicos en cuanto al uso de los materiales y suministran construcciones resistentes; tienen varias ventajas entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- Se reduce la altura del edificio en unos 30 cm por piso. Esto representa economía en muros, columnas, aplanados, recubrimientos, decorados, tuberías, ductos, escaleras y elevadores. Reduciendo así el peso total sobre los cimientos y el momento de volteo.
- Al reducir la altura total del edificio se reducen las aceleraciones horizontales.

- Siendo miembros delgados, este tipo de losas no son económicas en cuanto al acero, pero hay un considerable ahorro en costo de materiales y mano de obra en cimbrado. Como la cimbra representa más de la mitad del costo del concreto reforzado, la economía de la cimbra se traduce en economía en el total de la losa.

- Se reduce hasta en un 50% el tiempo de colado por la ausencia de trabes.

- Se tiene mayor facilidad y rapidez en la colocación de tuberías y ductos y ahorro de material, ya que las líneas son rectas en cualquier dirección sin tener que rodear trabes y vigas.

- No se requieren falsos plafones para ocultar trabes, ni se requieren rellenos (en trabes invertidas) en los entrepisos.

- Flexibilidad en colocación de columnas.

- Ahorro en enyesado y decoración.

- Mayor flexibilidad en colocación de divisiones interiores.

- Mayor facilidad en la distribución del alumbrado.

A pesar de todas estas ventajas existen las desventajas siguientes:

- Resulta una estructura con muy poca rigidez por lo que se dificulta cumplir con las deformaciones admisibles, en particular con las deformaciones laterales de entrepiso.
- La transmisión correcta de fuerzas y momentos entre losa y columna es muy difícil de lograr y más aún si la estructura debe resistir las acciones laterales cíclicas de los sismos.

Conociendo las ventajas y desventajas descritas anteriormente, se debe decidir si se opta por el uso del sistema losa plana y columnas o por el sistema de vigas, losa y columnas.

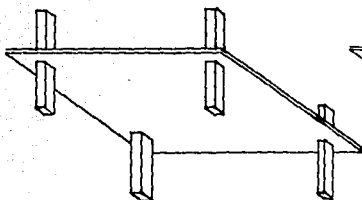
## ***2.2 Tipos de losas planas***

Las losas planas pueden ser aligeradas o macizas y su espesor puede ser constante o tener una franja con espesor menor en la parte central de los tableros, con la condición de que dicha zona deberá quedar dentro del área de intersección de las franjas centrales y su espesor será por lo menos de  $2/3$  del resto de la losa<sup>(1)</sup> y nunca menor de 10 cm si la losa tiene ábaco, o de 13 cm si no lo tiene.

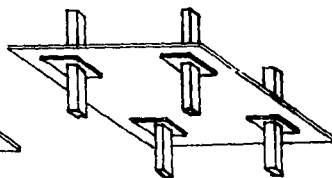
---

(1) Se toma como espesor los  $2/3$  de la losa, pero sin tener en cuenta el espesor del ábaco en caso de que lo tenga.

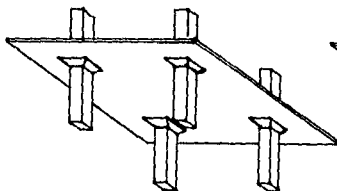
La losa se puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o bien mediante la combinación de ambos como se puede apreciar en la figura II.1.



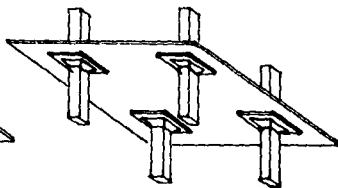
a) Placa plana



b) Losa apoyada sobre columnas con ábaco



c) Losa apoyada sobre columnas con capitel.



d) Losa apoyada sobre columnas con ábaco y capitel

Figura II.1 Diferentes tipos de losa plana de concreto reforzado.

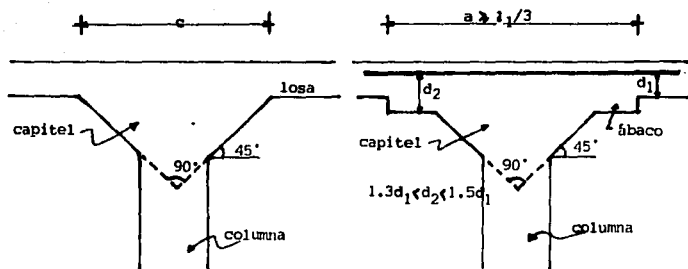
Por lo general, y para que su uso esté justificado económicamente, las losas planas se emplean para cargas pesadas (para

más de  $500 \text{ kg/m}^2$ ) y claros grandes; dando lugar a que se usen para claros de hasta siete metros en losas sin ábacos ni capiteles y de hasta nueve metros cuando éstos sí se usan. Cuando la losa es de peralte uniforme (figura II.1a), se denomina *placa plana*.

### **2.3 Requisites para ábacos y capiteles**

Las ampliaciones de las columnas en su parte superior se denominan *capiteles*. Tienen por función principal aumentar el perímetro de la sección crítica en cortante por penetración, acción que rige en muchas ocasiones el dimensionamiento de este tipo de losas. Las caras del capitel no deben formar un ángulo mayor de  $45^\circ$  con el eje de las columnas (figura II.2). Si se excede este ángulo, la parte que queda fuera del mayor cono circular recto que puede inscribirse en el capitel no se considera útil. El diámetro del capitel en su intersección con la losa se representa con la letra *c*.

El *ábaco* es una zona alrededor de la columna, con mayor peralte. Generalmente es cuadrado o rectangular y se recomienda que sus dimensiones en planta no sean menores que un sexto del claro en la dirección considerada a cada lado del eje de columnas. La proyección del ábaco por abajo de la losa debe quedar comprendida dentro de ciertos límites. El mínimo es tal que el peralte efectivo del ábaco sea por lo menos 1.3 veces al peralte



$l_1$  = claro de la losa

**Figura II.2** Restricciones para ábacos y capiteles.

efectivo de la losa y el máximo que sea  $a$  lo sumo 1.5 veces dicho peralte (figura II.2). El ábaco tiene por función aumentar el peralte de la losa en la zona en que se presenta el mayor momento flexionante y en donde es crítico el cortante por penetración. Desde estos puntos de vista resulta muy conveniente, pero tiene la desventaja de complicar la cimbra.



## 2.4 Materiales para aligeramiento

En las losas planas aligeradas se disminuye el peso de la estructura incorporando, en las zonas donde el concreto trabaja a tensión, bloques huecos de cemento-arena o de barro o bloques de concreto ligero<sup>(2)</sup>, también se logra con tubos de cartón comprimido<sup>(3)</sup>, o bien con moldes de plástico, fibra de vidrio, poliestireno expandido u otros materiales, que pueden ser recuperables o quedarse ahogados en la losa<sup>(4)</sup>. Las losas aligeradas reciben también el nombre de losas *encasetonadas* o *reticulares* (véase la figura II.3).

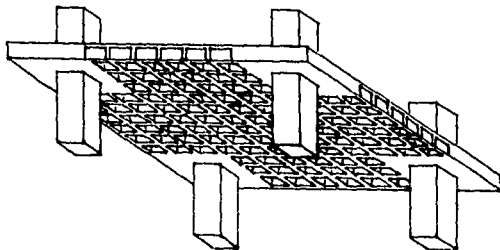


Figura II.3 Losa plana reticular.

(2) Estos bloques son fabricados a base de cemento, arena finamente molida y agentes inclusionses de aire, su peso volumétrico aproximado oscila entre 400 y 650 kg/m<sup>3</sup> y hay en el mercado bloques de 25 cm de ancho, de 50 cm de longitud y alturas que oscilan entre 7.5 y 25 cm en intervalos de 2.5 cm.

(3) Que existen con diámetros que varían desde 3 pulgadas hasta 24 pulgadas (7.62 a 61 cm).

(4) En el caso de casetones de poliestireno, por su versatilidad y fácil manejo, se pueden cortar a la medida que requiera el diseño.

## ***2.5 Sugerencias para losas aligeradas***

Al valuar las rigideces en el diseño de la losa, se sugiere que se desprecie la contribución de los casetones ya que esto da un margen conservador en lo que se refiere a las deformaciones esperadas y a la fuerza de sismo que resulte para diseño.

Tratándose de una losa plana aligerada, ésta deberá contar con una zona maciza por lo menos de  $2.5h$ , a cada lado del paño de la columna o del borde del capitel. Es necesario dejar zonas macizas adyacentes a muros de rigidez por lo menos  $2.5h$  a partir del paño del muro, que deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro.

Cuando la losa está construida a base de nervaduras, las que van en los ejes de columnas deberán tener un ancho no menor de 25 cm. Las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de un ancho no menor de 20 cm, y las demás tendrán un ancho mínimo de 10 cm.

La capa de compresión tendrá un espesor no menor de 5 cm si existe la posibilidad de cargas concentradas elevadas, colado monolíticamente con las nervaduras y formará parte integral de la losa. Además, esta capa deberá ser capaz de soportar una carga mínima concentrada de 1000 kg en un área de  $10 \times 10$  cm, aplicada en la posición más desfavorable. Es recomendable que las placas aligeradas lleven ábacos macizos alrededor de las columnas.

especialmente para poder resistir en forma adecuada el cortante por penetración. Se recomienda que estos ábacos tengan una dimensión mínima de un sexto del claro correspondiente, medida desde el eje de columnas, con el objeto de que el cono potencial de falla no atraviese huecos o casetones (figura II.4a). También se recomienda que las losas aligeradas que lleven volados rematen en una viga maciza cuyo ancho sea por lo menos igual al espesor de la losa o a 25 cm (figura II.4b), y que la longitud del volado no exceda de cinco veces dicho espesor (figura II.4c), para que no haya problemas derivados de flechas inmediatas. La distancia centro a centro de nervaduras no debe exceder de un metro o de un octavo del claro, lo que sea menor.

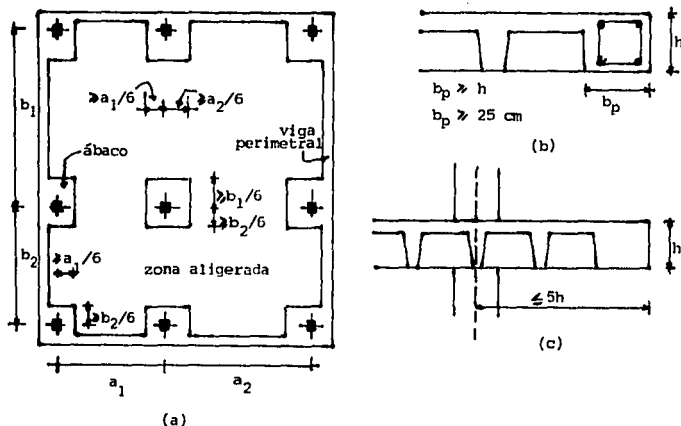


Figura II.4 Recomendaciones para ábacos, vigas perimetrales y volados en losas planas aligeradas.

## CAPITULO III

# METODOS DE ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

### *3.1 Introducción*

Para su análisis y diseño, las losas planas se consideran divididas en ambas direcciones del tablero, en tres franjas. Dos de ellas son llamadas franjas de columnas, cuyo ancho de cada una será la cuarta parte del claro considerado medido entre los ejes de los apoyos, y una franja central de ancho igual a la mitad del claro correspondiente y limitada por las dos franjas de columna; esto se puede apreciar mejor en la figura III.1.

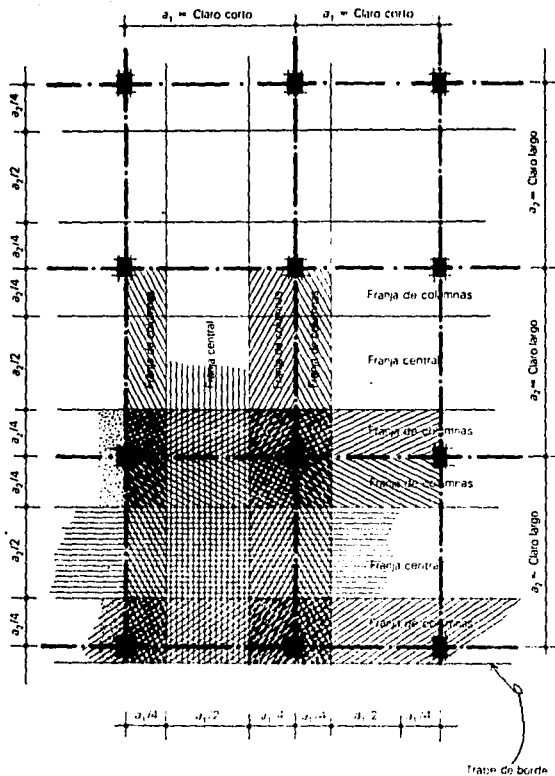


Figure III.1 Franjas utilizadas en el diseño de una losa plana.

FALLA DE ORIGEN

Las losas planas pueden fallar en cortante por penetración, o por flexión. El primer caso consiste en la penetración de la columna dentro de la losa formándose un cono o pirámide truncada. Se han efectuado muchos ensayos de elementos como el de la figura III.2, en los que se trata de reproducir el problema de la transmisión por fuerza cortante de la carga de una losa plana. Estos elementos de ensaye han sido en su mayor parte de forma cuadrada o rectangular, con la carga concentrada aplicada sobre una superficie cuadrada menor, y apoyados generalmente en todo el perímetro.

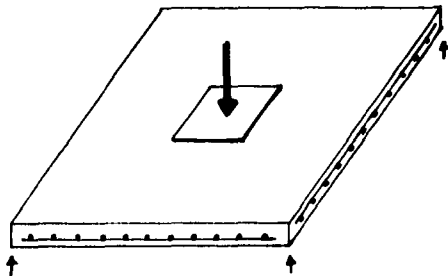


Figura III.2 Losa plana con refuerzo en dos direcciones sujeta a  $V_x$ ,  $V_y$ ,  $M_x$  y  $M_y$ , apoyada perimetralmente.

La figura III.3 muestra esquemáticamente una gráfica carga-deformación al centro de uno de estos elementos. En general, si se tiene un elemento relativamente esbelto y dúctil, se pueden desarrollar las tres etapas mostradas:

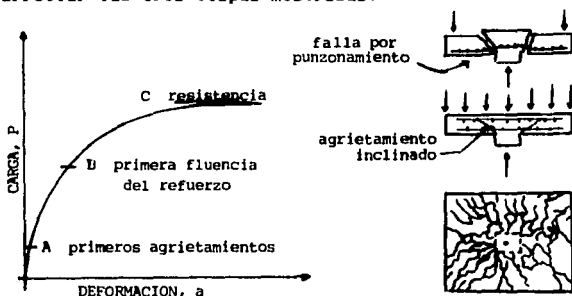


Figura III.3 Características carga-deformación de una losa plana.

1. Del origen al punto A. En esta etapa el comportamiento es más o menos lineal, hasta que se presentan los primeros agrietamientos en la cara de tensión de la losa.
2. En esta etapa, que se sitúa entre A y B, se alcanza la primera fluencia del refuerzo de tensión y el agrietamiento se extiende por la losa. Simultáneamente pueden presentarse grietas inclinadas que van del acero de tensión hacia la periferia de la superficie cargada, formando una pirámide truncada alrededor de esta superficie.

3. Al final de esta etapa se alcanza la resistencia (punto C) y se produce el colapso final por penetración de la columna a través de la losa, con una superficie de falla en forma de pirámide truncada.

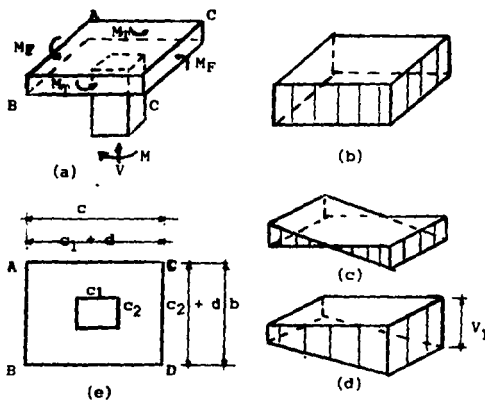
Dependiendo de la relación entre el claro y el peralte de la losa y de la cantidad de acero longitudinal de flexión, la falla por penetración puede presentarse antes o después de que fluya el acero longitudinal; en una losa de poca esbeltez y con mucho acero longitudinal no se podrán desarrollar más que las etapas OA y AB de la curva de la figura III.3. Cuando el colapso por penetración se presenta después que la losa ha sufrido un agrietamiento considerable, y después que el acero longitudinal ha fluido, el tipo de falla puede clasificarse como de flexión y se caracteriza por una deformación importante. Los esfuerzos nominales correspondientes a la resistencia de un elemento de este tipo, son, en general, mayores que para una viga, debido principalmente al efecto del ancho del elemento y a que el concreto alrededor de la superficie cargada está sujeto a compresiones normales en dos direcciones, que le proporcionan un cierto confinamiento lateral.

Cuando se da el caso de que la estructura no es simétrica<sup>(1)</sup>, la carga axial y el momento flexionante se transmiten simultáneamente entre losa y columna por lo que se tiene la

---

(1) Ya sea porque los claros contiguos difieran en longitud y carga o porque se someta a cargas horizontales.





$d =$  peralte efectivo

Figura III.4 Efecto de momento flexionante combinado con carga axial.

situación representada en la figura III.4. El momento que debe transferirse es resistido en parte por flexión en las caras AB y CD y en parte por excentricidad de la fuerza cortante que actúa en la sección crítica. Los momentos torsionantes producen esfuerzos cortantes, cuya representación se ve en III.4c. que se suman a los correspondientes a la carga axial (fig. III.4b). La distribución de los esfuerzos cortantes resultantes se ilustra en la fig III.4d. Por tanto, la presencia de momento flexionante reduce la resistencia respecto al caso en que sólo actúa la carga axial.

Es frecuente que el cortante por penetración sea el factor crítico en el diseño de losas planas, especialmente cuando no se usan capiteles y ábacos.

Las fallas por flexión ocurren generalmente después de que las losas experimentan grandes deformaciones y de que el acero de refuerzo fluye en varias zonas, ya que son estructuras subreforzadas. Cuando la losa falla es común encontrar dos tipos principales de agrietamiento: en el primero, las grietas se forman en la cara superior de la losa a lo largo de los ejes centrales. En el otro se forman grietas radiales que parten de las columnas en la cara superior de la losa y grietas circunferenciales en la cara inferior.

El diseño de la losa se podrá efectuar basándose en los principios fundamentales de la mecánica estructural, donde las fuerzas y momentos internos se pueden obtener por medio del análisis elástico, pero con la confiabilidad de que se cumplen todos los criterios de seguridad y servicio.

Para su diseño, existen básicamente dos procedimientos:

- a) *El método de diseño directo, y*
- b) *El método del marco equivalente.*

### **3.2 Método de diseño directo**

Cuando la distribución de los tableros es relativamente simple, es posible usar el método de diseño directo, siempre que se cumplan las siguientes limitaciones:

1. La estructura debe tener como mínimo tres claros en cada dirección, los cuales deben estar apoyados directamente sobre columnas<sup>(2)</sup>, de esta manera se tiene la seguridad de que el sistema de losas en la primera sección interior de momento negativo no está restringido contra la rotación ni es discontinuo.
2. Los tableros deben ser rectangulares, con el claro largo no mayor de dos veces el claro corto, midiendo sus longitudes centro a centro de los apoyos. Si el claro largo fuera mayor que esto, la losa resistiría el momento en el claro más corto como si fuera una losa en una dirección.
3. Las longitudes sucesivas de los claros de centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir del claro mayor en más de un tercio para estar seguros de que el refuerzo por momento negativo calculado será suficiente.

---

(2) Esto se debe a que en una estructura que tiene sólo dos claros, los momentos negativos en el apoyo interior son muy grandes.

4. Las columnas pueden estar desalineadas un máximo del 10% del claro (en la dirección del desalineamiento) a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas.
5. La carga viva no debe exceder de tres veces la carga muerta y todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales distribuidas uniformemente por todo el tablero. Las cargas laterales (viento, sismo) requieren un análisis de marco.

El momento estático total para un claro debe determinarse en una franja que está limitada por el eje central del tablero en cada lado del eje de los apoyos. Este momento resultará de la suma absoluta de los momentos positivo y negativo promedio en cada dirección y que a su vez no será menor que:

$$M_o = \frac{W_o \cdot l_1 \cdot l_2^2}{8} \quad (\text{Ec III.1})$$

Si se da el caso de que no se tenga el mismo claro transversal en los tableros,  $l_2$  de la ecuación III.1 se tomará como el promedio de los claros transversales adyacentes.

El claro libre  $l_n$  es la distancia, paño a paño, entre las columnas, capiteles, ménsulas o muros en que se apoye la losa, como se muestra en la figura III.5 y no debe ser menor que  $0.65l_1$ .

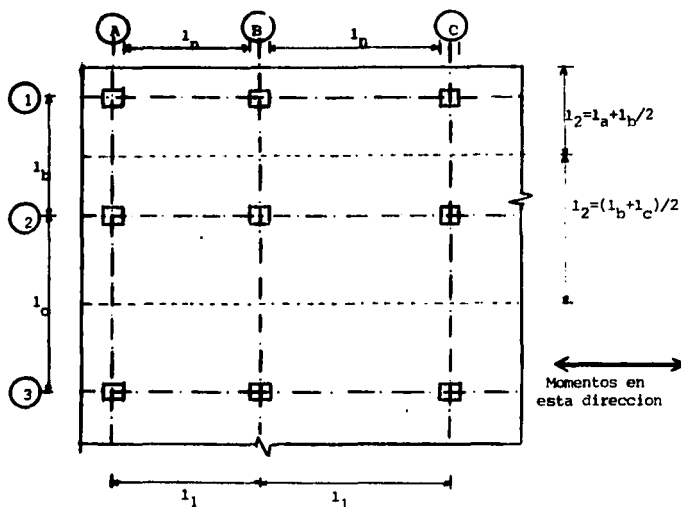


Figura III.5 Valores de  $l_2$  y  $l_n$  en la determinación del momento estático total

Se supone que los elementos de apoyo tienen una sección transversal rectangular; si en la realidad no es así, se deben tratar como si fueran apoyos cuadrados con la misma área como se ve en la figura III.6.

Para distribuir el momento estático total en momentos longitudinales debe distinguirse entre claros interiores y claros extremos; para entender esto mejor, en la franja del eje 2 de la figura III.5, el claro delimitado por los ejes B y C es un claro interior mientras que el delimitado por los ejes A y B es un claro extremo.

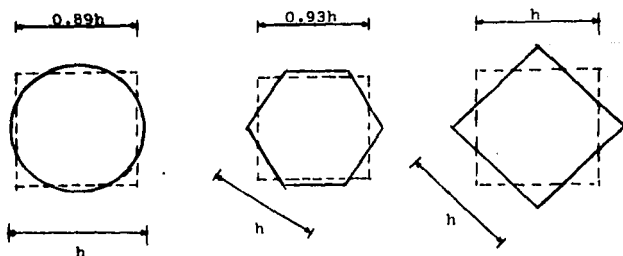


Figura III.6 Ejemplos de sección cuadrada equivalente, para elementos de apoyo no rectangulares.

En los claros interiores, el momento estático total  $M_o$  debe distribuirse de la manera siguiente:

Momentos negativos . . . . .	0.65
Momentos positivos . . . . .	0.35

Si en las caras de alguna columna concurren momentos distintos, como suele suceder siempre en la primera columna interior, se requiere tomar para su diseño el mayor de los dos momentos negativos interiores factorizados, o bien, distribuir, de acuerdo con su rigidez, el momento desequilibrado entre los miembros que concurren en el nudo. En los claros extremos, el momento estático total  $M_o$ , debe distribuirse según las condiciones de apoyo de la losa con las columnas y sus restricciones. En la tabla III.1 se indican los coeficientes por los que se deberá multiplicar el momento estático total  $M_o$  para obtener los momentos negativos y positivo correspondientes en los tableros adyacentes.

	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)
	Borde exterior no restringido (libre)	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre los apoyos interiores			Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde		
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35	
Momento negativo exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65	

Tabla III.1 Coeficientes para obtener los momentos en los tableros periféricos.

El valor de los momentos negativos se encuentra en los paños de los apoyos en dirección perpendicular a la flexión o en el paño de la sección crítica cuando se trata de columnas construidas con capitel<sup>(3)</sup> (véase la figura III.7 en donde se ilustra la misma estructura de la figura III.5 en elevación). La columna 1 se aplica a la losa si está libremente apoyada en un muro de mampostería o en un muro de concreto que no esté unido monolíticamente con la losa. Las columnas 3 y 4 son para el caso de losas planas, que tenga viga de borde o que no la tengan, respectivamente. Y la columna 5, para el caso de losas construidas monolíticamente con muros que tengan una rigidez a flexión tan grande en comparación con la de la losa, que ocurra muy poca rotación entre la losa y el muro. Estos coeficientes son tales que el

(3) Esto es debido a que la sección crítica por flexión está en dicho paño.

promedio de los que corresponde a momentos negativos sumados al que corresponde al momento positivo es siempre igual a la unidad, para que se conserve siempre el momento estático total.

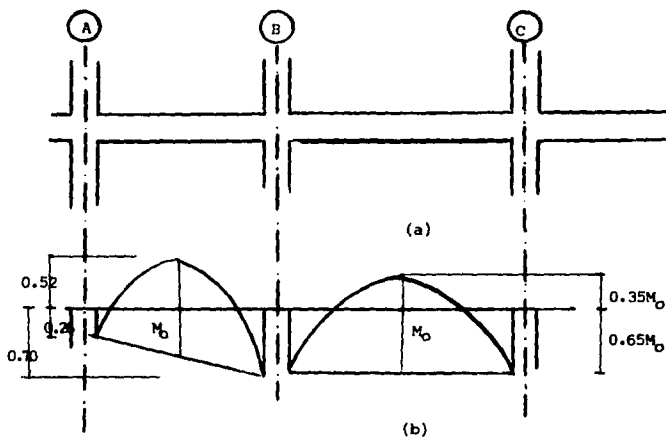


Figura III.7 Distribución del momento estático total de diseño en momentos positivos y negativos para una losa plana sin vigas de borde (columna 3).

En el claro interior B-C los momentos negativos en ambos extremos tienen un valor de  $0.65M_0$ , mientras que el momento positivo al centro del claro tiene un valor de  $0.35M_0$ .

En claros extremos, como el A-B de la figura III.7 la distribución de momentos depende del grado de restricción o de empotramiento que proporcionen las columnas al sistema.



Considérese un tablero de losa plana como el mostrado en la figura III.8a sujeto a una carga uniformemente distribuida de magnitud  $w$  por unidad de área. Si el tablero se aísla del resto de la losa a lo largo de los ejes A-C y B-D y se considera como una viga ancha de claro  $l_1$  y ancho  $l_2$ , esta viga quedaría sujeta a una carga uniformemente distribuida de magnitud  $wl_2$  por unidad de longitud como se muestra en la figura III.8b.

En la figura III.8c se indica el diagrama de momentos de esta viga ancha, señalando como  $M_{A-B}$  el momento en el apoyo de la izquierda que queda localizado sobre las columnas A y B; con  $M_{C-D}$  el momento en el apoyo de la derecha localizado sobre las columnas C y D; y con  $M_{E-F}$  el momento en el centro del claro.

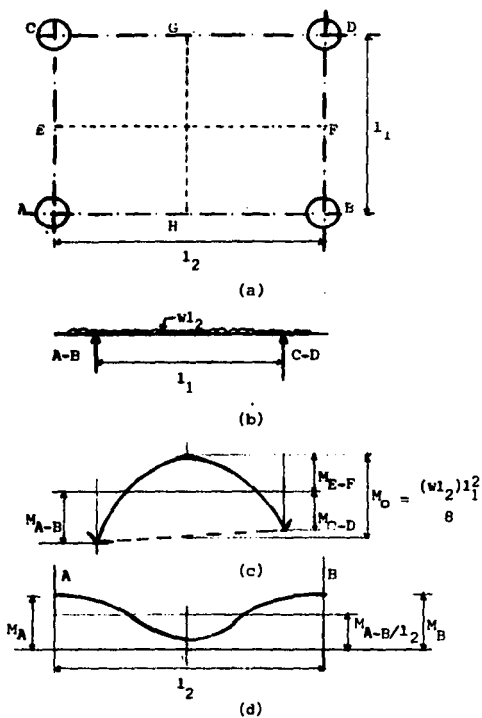


Figura III.8 Momento estático total en un tablero de losa.

Es un principio conocido de estática que el momento positivo en el centro del claro de una viga continua más el promedio de los momentos negativos en los apoyos da como resultado el momento en el centro del claro de una viga libremente apoyada.

Este momento, que se conoce como *momento estático total*,  $M_0$  (figura III.8c), tiene por lo tanto el valor:

$$M_0 = M_{A-F} + \frac{M_{A-B} + M_{C-D}}{2} = \frac{(w l_2) l_1^2}{8} \quad (\text{Ec III.2})$$

ya que  $w l_2$  es la carga por unidad de longitud y  $l_1$  es el claro de la viga.

La ecuación III.2 permite calcular el momento estático total, pero no indica cómo se distribuye este momento en las diferentes zonas de la losa. No permite determinar por ejemplo, el valor de los momentos negativos,  $M_{A-B}$  y  $M_{C-D}$ , ni del momento positivo  $M_{E-F}$ . Tampoco permite conocer la distribución de cada uno de estos tres momentos a lo ancho del tablero,  $l_2$ . Supóngase que de alguna manera se conociese el valor de  $M_{A-B}$ . Si este momento se distribuye uniformemente a lo ancho del tablero, se tendría un momento  $M_{A-B}/l_2$  por unidad de ancho, como se muestra en la figura III.8d. Pero no se distribuye así, sino que el momento alcanza su valor máximo en el eje de las columnas y su valor mínimo en el centro del claro, debido a que la losa está más restringida contra giro, o sea, que tiene mayor rigidez flexionante en el eje de columnas. Por lo tanto, los momentos se distribuyen a lo ancho del tablero como se indica en forma aproximada con línea curva en la figura III.8d. Lo mismo que se ha dicho respecto al momento  $M_{A-B}$  sucede con los momentos  $M_{C-D}$  y  $M_{E-F}$ .

El método directo de diseño de losas planas consiste básicamente en los siguientes pasos:

- a) Ajustar el cálculo del momento estático total para tomar en cuenta que los apoyos mostrados en la figura III.8b no son puntuales.
- b) distribuir el momento estático total entre los momentos negativos  $M_{A-B}$  y  $M_{C-D}$  y el momento positivo  $M_{E-F}$ , figura III.8c.
- c) Distribuir cada uno de los tres momentos anteriores a lo ancho del tablero.

Para cada uno de estos tres pasos, el método directo utiliza coeficientes obtenidos principalmente en forma experimental.

En la figura III.8 se ha obtenido el momento estático total considerando que el tablero de losa se sustituía por una viga ancha de claro  $l_1$  y ancho  $l_2$ . El mismo razonamiento puede hacerse, considerando que el tablero de losa se sustituye por una viga de ancho  $l_1$  y claro  $l_2$ . En el método directo debe hacerse el análisis y la distribución del momento estático total en las dos direcciones, usando en cada una de ellas la carga total  $w$  por unidad de área.

### **3.3 Método del marco equivalente para diseño**

El procedimiento consiste en dividir la estructura tridimensional en una serie de marcos perpendiculares entre sí, cuyas columnas son las de la estructura y cuyas trabes son franjas de losa comprendidas entre las líneas medias de tableros adyacentes como se aprecia en la figura III.9. El marco equivalente consta de tres partes:

1. La franja de losa horizontal, incluyendo cualesquiera vigas que se extiendan en dirección del marco.
2. Las columnas u otros elementos de apoyo que se extiendan por arriba y por debajo de la losa.
3. Los elementos de la estructura que proporcionen transmisión de momentos entre los elementos horizontales y los verticales.

De este modo, se tiene que en el eje 2 de la estructura mostrada, la trabe del marco será la franja de losa que tiene un ancho igual a  $[(a_1/2) + (a_2/2)]$ . En el eje B, esta trabe será la franja de ancho  $[(b_1/2) + (b_2/2)]$ . Obsérvese que los marcos deben considerarse en las dos direcciones y debe aplicarse la carga total de la franja en cada marco. Así, el marco del eje B tendrá una carga de  $w[(b_1/2) + (b_2/2)]$  siendo  $w$  la carga por unidad de área; y el marco del eje 2 tendrá una carga de  $w[(a_1/2) + (a_2/2)]$ .

Además de la carga vertical, los marcos pueden estar sujetos a fuerzas horizontales.

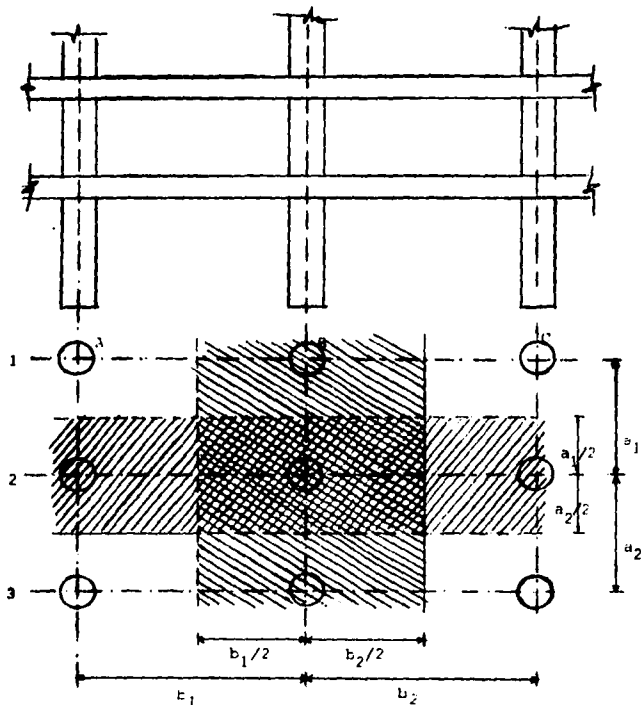


Figura III.9 Estructura equivalente

Una vez definidos los marcos, se pueden calcular por los métodos usuales de análisis elástico. El primer paso de este análisis es determinar las rigideces de los miembros, para lo

cual se consideran sus secciones transversales sin agrietar y sin refuerzo, esto es, se consideran los momentos de inercia de las secciones como si estuvieran hechas de concreto simple. Para poder comenzar con este análisis, hay que establecer dimensiones tentativas del espesor de losa, y del tamaño de ábacos y capiteles, en su caso, y sección de las columnas.

El momento de inercia de las trabes equivalentes debe calcularse considerando un ancho efectivo de losa menor que el de las franjas mostradas en la figura III.9, ya que la restricción contra giro no es uniforme en todo el ancho de la franja sino que es mayor en los ejes de columna y menor en los ejes centrales. Se recomienda usar un ancho igual a

$$\frac{0.5I_2}{1 + 1.67 I_2/I_1} + 0.3c \leq 0.5I_2$$

donde  $I_2$  es el claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente, y  $I_1$  es el claro en la dirección analizada. Cuando no hay capiteles,  $c$  es el diámetro de la intersección, con la losa o ábaco, del mayor cono circular recto (véase figura II.2). Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia de la sección transversal debida a la presencia de ábacos, capiteles, vigas y aberturas. Cuando se dé el caso de que sólo haya capiteles, se considerará que el momento de inercia de la columna es infinito desde la parte inferior del capitel hasta el centro de la losa en sentido vertical, y en la losa se considerará infinito desde el centro de la columna hasta

el borde del capitel en sentido horizontal.

Con los momentos de inercia y rigideces flexionantes obtenidos, se procede al análisis estructural, con lo que se determinan los momentos y fuerzas cortantes en los marcos o estructuras equivalentes. Las secciones de momento crítico serían las siguientes:

- 1) para la flexión negativa en las vigas, las secciones situadas a una distancia  $c/2$  del eje de columnas, y
- 2) en las columnas, la sección de intersección con la losa o ábaco, o el arranque del capitel si éste existe.

Una vez que se obtienen los momentos flexionantes en los marcos, que son en realidad las franjas sombreadas en la figura III.9, es necesario distribuir este momento a lo ancho de las franjas. Esta distribución no es uniforme, sino que es parecida a la figura III.8d y se han propuesto los siguientes porcentajes:

	Franjas de columnas	Franjas centrales
Momentos positivos	60	40
Momentos negativos	75	25

Si el momento positivo es adyacente a una columna, lo cual puede ocurrir bajo la acción de fuerzas horizontales, se distribuirá como si fuera negativo.



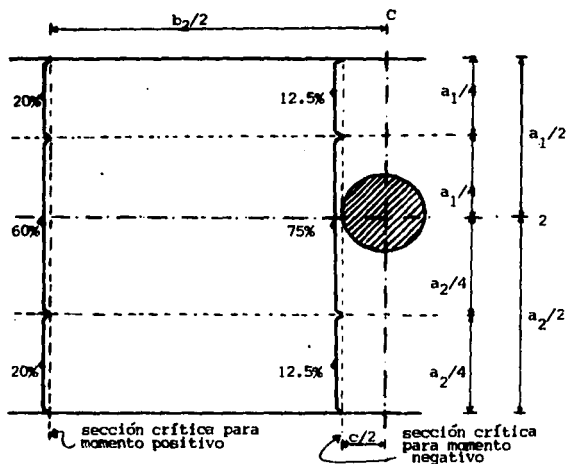


Figura III.10 Distribución de momentos flexionantes en franja de columnas y franja central.

En la figura III.10 se ilustra la distribución de momentos de la tabla anterior para la franja del eje 2 de la figura III.9 en su intersección con el eje C y para la zona de momento positivo entre los ejes C y B. Se señala la sección crítica para momento negativo en la cual el 75% está asignado a la franja de columna y el 25% restante a las dos medias franjas centrales. La sección crítica de momento positivo se encuentra a la mitad del claro  $b_2$ , y en ella el 60% del momento corresponde a la franja de columnas y el 40% restante a las dos medias franjas centrales.

Después de esto se calculan los momentos por unidad de ancho en las secciones críticas, entonces se procede al dimensionamiento de las secciones por flexión.

A partir del peralte y de los momentos flexionantes se calculan entonces las áreas de acero por metro de ancho de losa, y estas deben ser por lo menos iguales al área mínima por flexión

$$(A_s)_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

y al área mínima por cambios volumétricos

$$(A_s)_{\min} = \frac{4500h}{f_y(h+100)} bd$$

recordando que esta última se puede calcular también con una relación de refuerzo de 0.002 y que debe duplicarse en las losas expuestas a la intemperie.

Se debe tener una separación máxima entre barras de dos veces el espesor de la losa en las secciones críticas, excepto en zonas aligeradas, y las siguientes disposiciones sobre detallado del refuerzo:

- a) Los refuerzos positivo y negativo deben prolongarse más allá de cada punto de inflexión una distancia no menor que un décimo del claro respectivo,

- b) Debe mantenerse no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total máximo hasta la línea que une los centros de columnas.
- c) Por lo menos la cuarta parte del acero de cada franja extrema debe estar comprendido en un ancho igual a  $0.5c$  más medio peralte efectivo a cada lado del eje de columnas. El resto del esfuerzo irá uniformemente espaciado en la franja a que pertenece. Aquí,  $c$  es la dimensión de la columna o capitel normal al refuerzo.

Cabe hacer notar que el procedimiento expuesto para el análisis de losas planas empleando el método del marco equivalente solamente es aplicable para determinar los efectos de las cargas verticales. Para determinar los efectos del sismo es necesario modificar el método conforme se indica más adelante.

### **3.4 Analisis aproximado por carga vertical**

El analisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos (placas planas), puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez; las limitaciones que deben satisfacerse son:

- La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos.
- Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeías.
- En una cierta direccion, ningun claro es mayor que 1.2 veces el menor de ellos.
- El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5% del claro mayor del mayor tablero.
- La carga viva por  $m^2$  es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

Este procedimiento aproximado se aplica sólo a estructuras que cumplan con las limitaciones señaladas y se estableció comparando resultados de marcos típicos realizados tomando en cuenta los elementos a torsion, con resultados de analisis convencionales en los que se variaba la rigidez de las columnas. Las limitaciones que se imponen en la aplicación del procedimiento aproximado provienen de las características de los marcos utilizados en su desarrollo. Este método es una simplificación del método del marco equivalente.

El procedimiento resuelve el principal problema que se tenía en el análisis por cargas verticales de sistemas regulares losa plana-columnas, esto es, la obtención satisfactoria en los claros extremos. Al no tomar en cuenta el giro relativo que ocurre entre la elástica media de la losa y la elástica de la columna, se obtienen en la losa momentos negativos mayores que los correctos en su unión con las columnas de orilla y momentos negativos interiores y positivos menores. En los claros interiores la importancia de estos efectos es considerablemente enorme. Al reducir la rigidez de las columnas, se aumenta el giro en los nudos con lo que se obtiene un efecto equivalente al del giro relativo entre losa y columna, y disminuyen los momentos negativos exteriores de claros extremos y aumentan los negativos interiores y los positivos.

Con este cálculo aproximado por carga vertical que dan las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, las mayores diferencias con resultados de análisis más precisos se tienen en los momentos de las columnas; pero bajo carga vertical los momentos en las columnas son pequeños comparados con los causados por el sismo, que son los que rigen el diseño. Por otra parte, las columnas de estructuras con losa plana han fallado bajo carga vertical y sismo, pero no bajo carga vertical sola. Las consideraciones anteriores permiten juzgar que para el análisis por carga vertical no se requiere mayor precisión que la que se da en este procedimiento.

FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO IV

# RECOMENDACIONES PARA ANALISIS SISMICO

### ***4.1 Introducción***

Las losas planas deben reunir ciertas características para que sean aplicables los diferentes factores de reducción  $Q$ , estas características están implícitas en los requisitos de los capítulos anteriores. Al asignarle un valor de  $Q$  a un sistema estructural, interviene el buen o mal funcionamiento que dicho sistema ha tenido en sismos anteriores.

El factor  $Q = 4$  no es admisible en este tipo de estructuración pues la formación de articulaciones plásticas en las vigas no se logra generalmente en este sistema y el mecanismo de colapso estará regido finalmente por la falla de los extremos de las columnas o por una falla local por cortante en la losa alrededor de la columna.

Para el empleo de  $Q = 3$  es necesario considerar efectivo para cálculo de la rigidez a carga lateral un ancho de la losa igual al de la columna más vez y media el peralte de la losa a cada lado de la columna (figura IV.1).

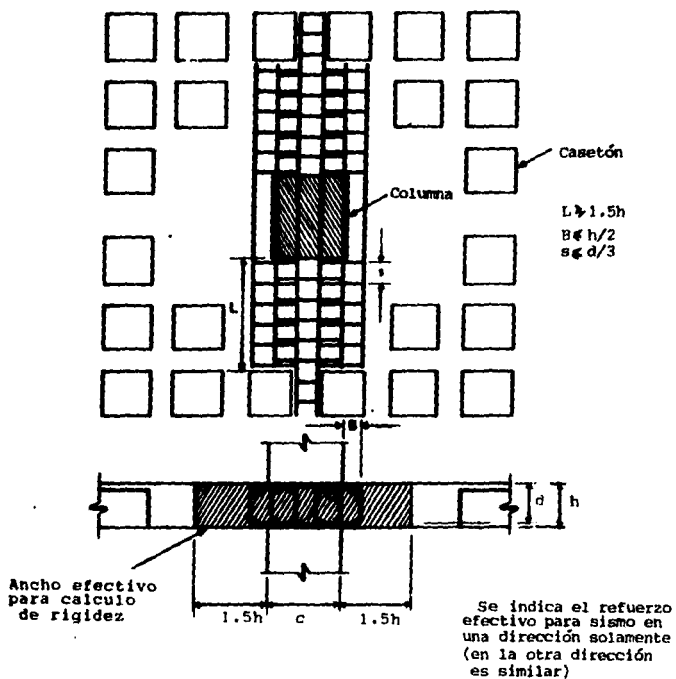


Figura IV.1 Refuerzo en la conexión losa plana-columna.

Al menos 75 por ciento del refuerzo por flexión debida a sismo debe cruzar el nucleo de la columna. El resto debe colocarse en una distancia no mayor que la mitad del peralte de la losa.

medida a partir del paño de la columna. Debe revisarse la falla por cortante en la losa, debida a carga vertical) más sismo y debe existir un refuerzo mínimo por cortante en la zona maciza alrededor de la columna, que cumpla con lo indicado en la figura IV.1. Para dicha revisión, la fuerza cortante y el momento de desbalanceo deberán afectarse de un factor de carga 1.4.

La resistencia en flexocompresión en los extremos de la columna deberá revisarse con un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1.

Además, para poder usar  $Q = 3$ , la altura de la estructura no debe exceder de 20 m y deben existir por lo menos tres crujeas en cada dirección o haber trabes de borde. El funcionamiento de estructuras altas formadas por losas planas y columnas en general no fue satisfactorio durante los sismos de 1985, y por esta razón se limita a 20 m la altura de la construcción para poder aplicar  $Q = 3$ ; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano y con relación  $L/t$  no mayor de 70 (longitud horizontal del muro en cm entre su espesor en cm) sin cargas verticales considerables y si actúan cargas verticales importantes, esta relación  $L/t$  debe limitarse a 40 y debe dimensionarse con la combinación más desfavorable de carga axial y momento como si fueran columnas. El espesor  $t$  de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se



realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral<sup>(1)</sup>.

Estos muros deben resistir, en cada entrepiso al menos el 75% de la correspondiente fuerza lateral. Los requisitos de que haya al menos tres crujeas o existan vigas de borde tienden a disminuir la influencia desfavorable de las conexiones de orilla losa-columna: las conexiones de orilla entre losa y columna son menos eficientes que las interiores en cuanto a la energía disipada bajo las acciones cíclicas causadas por los sismos. Si se opta por combinar el sistema de losa plana con muros de cortante, en este caso no se limita la altura de la construcción, ni se exigen tres crujeas ni vigas de borde; de hecho se supone que el comportamiento de la estructura estará gobernado por los muros de concreto. Para cumplir con el requisito de que en cada entrepiso los muros sean capaces de resistir no menos del 75% de la fuerza cortante que en él actúa, puede analizarse la estructura completa, aislar los muros y determinar qué fuerzas cortantes actúan en ellos; si en cada entrepiso la fuerza cortante que actúa sobre los muros es al menos el 75% de la total de ese entrepiso, se puede suponer que se cumple con el requisito. Se sobrentiende que los muros han de ser continuos desde la cimentación hasta la azotea, sin variaciones bruscas en rigidez, ni en resistencia.

---

(1) Sin embargo, si la construcción es de uno o dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que tres metros, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, las estructuras en que las fuerzas sísmicas sean absorbidas por el efecto de marco que se forma entre las losas nervadas y las columnas deberán diseñarse para  $Q = 2$ . Se usará también cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección del análisis el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. En todos los casos las columnas cumplirán con los siguientes requisitos (2) :

1. La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
2. El área bruta de la sección transversal,  $A_g$ , no será menor que  $P_u/0.5f'_c$  para toda combinación de carga.
3. La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.

---

(2) Estas se diseñarán como si fueran marcos dúctiles

4. La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

Las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si al factor de resistencia por flexocompresión se le asigna el valor 0.6. La intención de pedir que las columnas cumplan con los requisitos para columnas de marcos dúctiles es asegurar cierta capacidad de giro inelástico y de disipación de energía en los extremos de estos elementos, cuando la falla tienda a ocurrir en las columnas y no en la losa.

La causa principal de la menor disipación de energía que se presenta en este tipo de estructuras es que, en parte, la transmisión de momentos entre losa y columna ocurre por la torsión de la losa, mientras que en una estructura de vigas y columnas la transmisión de momentos entre vigas y columnas implica principalmente la flexión de estos elementos. Las zonas de comportamiento inelástico en un marco dúctil se forman principalmente en las vigas y se comportan realmente como articulaciones causadas por flexión en las que durante varios ciclos puede haber una franca disipación de energía, en buena parte debida a la fluencia del acero de tensión. Las zonas de comportamiento inelástico en una estructura formada por losa plana y columnas puede formarse en la losa alrededor de las columnas o en las propias columnas. Si el comportamiento inelástico ocurre en la losa, aunque una porción se debe a flexión de la losa, hay otra parte significativa

causada por torsión de la misma, la cual no implica fluencia del refuerzo, sino más bien daño en el concreto, por lo que la disipación de energía por este concepto es mínima. Otro efecto desfavorable de la torsión que ocurre en la losa es que la va debilitando alrededor de la columna y causa que disminuya el número de ciclos de acción del sismo que la losa puede soportar antes que pierda su capacidad de transmitir la carga vertical a la columna y se produzca la llamada falla por punzonamiento.

#### **4.2 Sistema losa plana-columnas para resistir sismos.**

Las uniones losa-columna deberán dimensionarse suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales que lleguen a esta unión es  $1.25 f_y$ .

El refuerzo longitudinal que llega a la unión debe pasar por el centro de la columna.

En cuanto a la revisión de los nudos, se admite prescindir de verificar su resistencia a fuerza cortante, porque el nudo está confinado en todas direcciones por la losa, y si ésta llegara a debilitarse alrededor del nudo y disminuyera la eficacia del confinamiento que suministra, la pequeña dimensión vertical del nudo, que es igual al espesor de la losa, dificulta la formación de un mecanismo de falla definido por grietas inclinadas causadas por la fuerza cortante.

No se define la cantidad de barras de la losa que en un nudo deben pasar por el núcleo de la columna; dicha cantidad queda determinada en cada caso por el ancho de la columna y la separación entre barras que haya resultado en la zona próxima al eje de columnas al diseñar el refuerzo por flexión según se muestra en el capítulo V de este trabajo.

Toda barra de refuerzo longitudinal que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblé a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será el plano externo del núcleo de la columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna}) / d_b (\text{barras de losa}) \geq 20$$

$$h(\text{losa}) / d_b (\text{barras de columna}) \geq 15$$

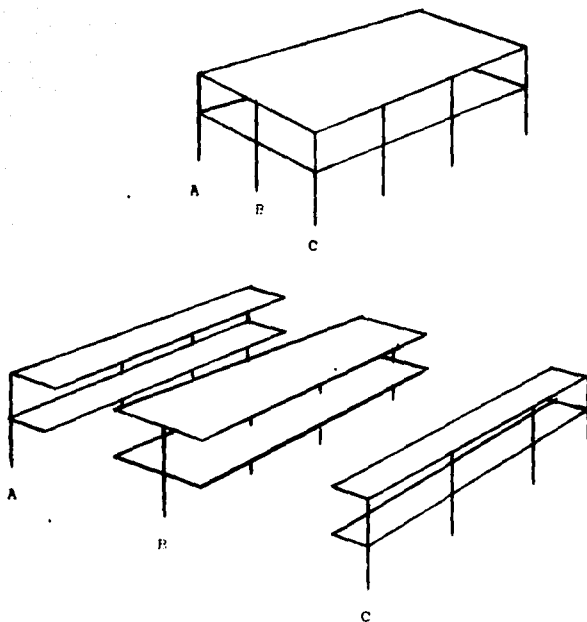
donde  $h(\text{columna})$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

### **4.3 Análisis de la losa**

Las formas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico suponiendo que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas, como ocurre en un marco formado por vigas y columnas. Para el análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de losa igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con respecto al eje de columnas ( $c_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa). El análisis ante cargas verticales puede realizarse con el procedimiento aproximado que se incluye en la sección 3.4, si se cumplen con las restricciones que allí se indican.

En la figura IV.2 se ilustra como se divide, en marcos en la dirección longitudinal la estructura de dos niveles que ahí aparece. Análogamente en la dirección transversal la estructura se dividiría en cuatro marcos, dos interiores y dos exteriores.

El tomar en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas significa que hay que considerar la forma de trabajo estructural de los sistemas losa plana-columnas, en la cual juegan un papel muy importante las



**Figura IV.2** Idealización de un sistema de piso de losa plana en el sentido longitudinal.

torsiones. En forma cualitativa, el funcionamiento de estos sistemas en el intervalo elástico se describe a continuación, con base en las figuras indicadas.

La figura IV.3 muestra una viga y una losa plana de crujeas de orilla. A fin de simplificar el dibujo supóngese que las columnas son infinitamente rígidas en flexión. En el caso de la

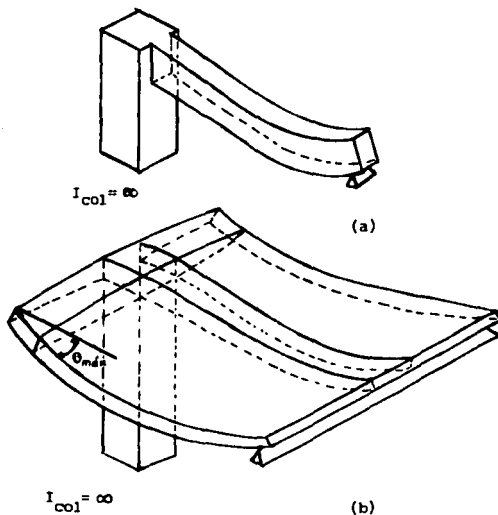


Figura IV.3 Deformaciones en una viga y en una losa plana de crujeas de orilla.

viga, no hay giro relativo entre ella y la columna; la elástica de la viga es horizontal en su unión con la columna. En la losa plana, sí ocurre un giro relativo entre la elástica media de la losa y la columna; sobre el eje de columnas el giro relativo entre losa y columna es nulo, pero va creciendo hacia ambos

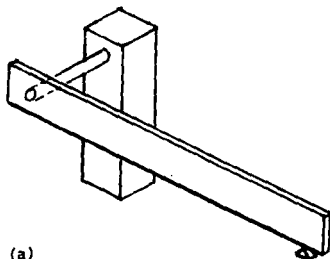


lados y es máximo en los bordes laterales de la losa,  $\theta_{max}$ . Esta diferencia en giros relativos implica la torsión de la zona de la losa ABCD, como se aprecia en la figura IV.3b. Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas agrietadas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas. Si solo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

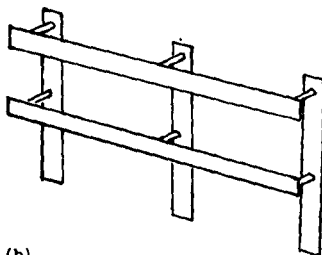
Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

En el análisis bajo cargas verticales, para tomar en cuenta el giro relativo entre la elástica media de la losa y la columna, se puede suponer que la losa se une a la columna por medio de un elemento que solo trabaja a torsión, de manera que la conexión losa-columna de la figura IV.3 queda idealizada como se muestra en la figura IV.4a. Un marco de losa plana y columnas de dos crujeas y dos niveles se idealizaría como se ilustra en la figura IV.4b. Así que, para tomar en cuenta que la rigidez a flexión de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas, una forma de proceder al tratar las cargas verticales sería idealizar los

marcos como en la figura IV.4b. y analizarlos con programas de computadora (3).



(a)



(b)

**Figura IV.4** Elementos sujetos a torsión entre losa y columna.

Es posible usar formas simplificadas que permiten analizar estas estructuras como si fueran marcos planos. Ante fuerzas horizontales se reduce la rigidez de la losa al prescribir un ancho efectivo de  $c_2 + 3h$ , lo cual equivale en cierta forma a

(3) Por ejemplo el programa SAP IV.

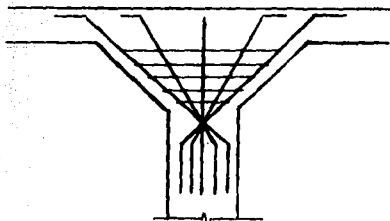
asociar a la losa el elemento a torsión; esto es, la flexibilidad de la losa se suma a la de este elemento por estar conectado en serie. Bajo cargas verticales se reduce la rigidez de las columnas a la mitad, lo que equivale a asociar a las columnas los elementos a torsión; aquí la flexibilidad de las columnas se suma a la del elemento a torsión.

El ancho efectivo de losa para análisis por fuerzas laterales igual a  $c_2 + 3h$  es el valor que se ha recomendado recientemente ya que este ancho es apreciablemente menor que el ancho efectivo que establecían las normas técnicas anteriores porque toma en cuenta el giro inelástico que ocurre entre losa y columna bajo acciones alternantes como las impuestas por los sismos, circunstancias que no habían sido consideradas. Si se deseara analizar la estructura idealizándola con elementos a torsión, como en la figura IV.4, habría que definir un elemento a torsión cuyas propiedades condujeran a resultados semejantes a los que se obtienen analizando marcos planos con ancho equivalente de losa igual a  $c_2 + 3h$ .

En losas aligeradas, la variación del momento de inercia puede tomarse en cuenta en forma aproximada usando el promedio de los momentos de inercia de la sección del centro del claro y de una sección adyacente a la columna, o al ábaco o capitel, que incluya la zona maciza que se deja alrededor de estos elementos. Es importante tomar en cuenta la presencia de los capiteles porque provocan que bajo carga vertical los momentos negativos de

la losa se incrementen. Los capiteles deben reforzarse con anillos cerrados horizontales y barras paralelas a la superficie del capitel situadas en planos verticales y ancladas de la losa en sus extremos superiores y en la columna en los extremos inferiores (este armado se aprecia mejor en la figura IV.5); si el sistema losa-columnas debe resistir fuerzas de sismo, este refuerzo es necesario particularmente.

La necesidad de considerar la totalidad de la carga en cada dirección ortogonal de la losa se pone de manifiesto con la ayuda de la figura IV.6. Su-



póngase que se colocan **Figura IV.5** refuerzo de un capitel. refuerzos para tomar toda la carga en una dirección y no se usa refuerzos en la otra dirección, pensando que esto no es necesario en vista de que ya se tomó toda la carga en la primera dirección; la falla ocurriría en la dirección normal al refuerzo con una resistencia prácticamente nula, pues es evidente que el refuerzo usado en nada contribuye para evitar la falla en la otra dirección, según se parecía en la figura.

Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja

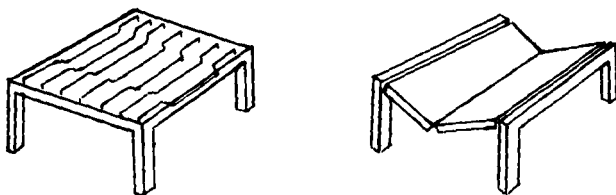


Figura IV.6 Falla de una losa plana reforzada para tomar la carga en una sola dirección.

central es la limitada por dos franjas de columna. En cuanto al ancho de las franjas de columna, este es igual, a cada lado del eje de columnas, a la cuarta parte del claro menor, tanto si la franja es paralela al claro largo como si lo es al claro corto. La razón de esto es que las curvaturas, y por tanto los momentos, tienden a concentrarse cerca del eje de columnas independientemente de cuánto se extienda la losa hacia los lados.

## CAPITULO V

### RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

#### 5.1 Dimensionamiento del refuerzo para flexión.

Para diseñar estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se puede proceder en la forma siguiente:

1. Determinar el refuerzo necesario por carga vertical y distribuirlo en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en la sección 3.3 (los coeficientes descritos ahí son aplicables a claros interiores bajo carga vertical), excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo<sup>(1)</sup>. Para este momento, la franja de columna que no está incluida en el ancho  $c_2 + 3h$ , así como las franjas centrales, contarán con el refuerzo mínimo por flexión dado por la expresión

$$V_{CR} = 0.5F_r bd\sqrt{f_c}$$

---

(1) Esto quiere decir que la totalidad de este momento debe resistirse con refuerzo colocado en un ancho igual a  $c_2 + 3h$  y que al menos el 60 % de él debe cruzar el núcleo de la columna.

y por cambios volumétricos por la expresión siguiente:

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1+100)}$$

en donde

$a_s$  área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$ .

$x_1$  dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Este refuerzo debe tenerse en cuenta en toda la losa. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columna quedará en un ancho  $c_2 + 3h$  centrado con respecto al eje de columnas. Cuando hay transmisión importante de momento entre losa y columna, como ocurre entre las conexiones de orilla bajo carga vertical o en todas las conexiones cuando actúa el sismo, los momentos en la proximidad del eje de columnas aumentan con relación a las que allí ocurren en cargas interiores bajo carga vertical; de aquí el requisito de concentrar el refuerzo para sismo y el de conexiones de orilla bajo cargas verticales cerca del eje de columnas.

2. Determinar el refuerzo necesario por sismo y colocarlo en el mencionado ancho  $c_2 + 3h$ , de modo que al menos el 60% de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

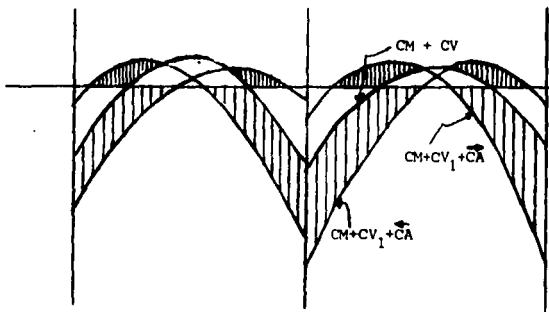


Figura V.1 Momentos para calcular el refuerzo necesario por sismo.

El término "refuerzo por sismo" mencionado en el párrafo 2 se refiere al refuerzo necesario para el momento que es igual a la diferencia entre el momento de diseño,  $M_u$ , bajo la combinación de carga muerta y carga viva máxima. De acuerdo con lo anterior, en la figura V.1, los momentos negativos necesarios por sismo están representados por las zonas con rayado abierto y los positivos por las zonas con rayado cerrado. El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios,  $M_u$ .



Además de lo especificado en las secciones anteriores para el refuerzo es recomendable también cumplir con lo siguiente:

1. Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.
2. Por lo menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente (2) .
3. En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado. Con esto se asegura que estas franjas cuenten con una cierta resistencia mínima autónoma del resto de la losa y que por sí solas en un momento dado formen marcos con las columnas.
4. El refuerzo de lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna. La cantidad que se pide de refuerzo de lecho inferior suministra cierta resistencia a flexión positiva en caso de que durante un sismo extraordinario se invierta el signo del momento flexionante en la losa cerca

---

(2) Esto tienen por objeto tomar en cuenta variaciones en la posición de los puntos de inflexión, en particular a causa de que la intensidad del sismo exceda a la prevista.

de la columna. Otra función importante que tiene este refuerzo es disminuir el riesgo de falla catastrófica por punzonamiento de la losa, pues ésta podría quedar colgando de dicho refuerzo en caso de ocurrir el punzonamiento. Se hace notar que para este fin no es útil el refuerzo de la losa del lecho superior, porque se separaría de ella al desprenderse el recubrimiento.

5. Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior. Al revisar el refuerzo máximo por flexión en losas aligeradas, debe cuidarse de no incluir los bloques de aligeramiento al valuar los anchos de las secciones resistentes.

### **5.2 Secciones críticas para momento**

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia  $c/2$  del eje de columnas correspondientes. Aquí,  $c$  es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión; o bien, el diámetro en la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel.

En una losa plana que falla por flexión se forman líneas de fluencia negativas que son tangentes a las caras de los apoyos interiores. Por esta razón, la sección crítica se supone a  $c/2$  del eje de columnas. En un apoyo exterior no se forma línea de fuerza a menos que exista una viga de orilla con suficiente rigidez y resistencia en torsión; sin embargo, el acero de flexión de la losa fluye en el paño de la columna, por lo que también en las columnas de orilla procede suponer la sección crítica a  $c/2$ .

En columnas, se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

### 5.3 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es mayor que

$$kL(1 - 2c/3L) \quad (\text{Ec V.1})$$

donde  $L$  es el claro mayor y  $k$  un coeficiente que se determina como sigue:

$$\text{losas con ábaco} \quad k = 0.0006\sqrt{f_s w} \geq 0.020$$

$$\text{losas sin ábaco} \quad k = 0.00075\sqrt{f_s w} \geq 0.025$$

En las expresiones anteriores  $f_s$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg/cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6f_y$ ),  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg/m}^2$ , y  $c$  la dimensión de la columna o capitel paralela a  $L$ .

Los valores obtenidos con la ecuación V.1 deben aumentarse 20% en tableros exteriores o en losas aligeradas.

La flecha elástica en el centro de un tablero interior de losa plana bajo carga relativamente uniforme puede se puede expresar como  $\Delta = wL^4/8h^3$ , donde  $w$  es la carga por  $\text{m}^2$ ,  $L$  es el claro mayor del tablero,  $h$  es el espesor de la losa,  $E$  el módulo

de elasticidad y  $\mu$  un coeficiente que depende de la relación de claro largo a corto. Si se desea que  $\Delta/L$  no exceda de un cierto valor, según la expresión anterior el espesor debe cumplir con

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{6 - \nu}{E\Delta/L}} L = A\sqrt[3]{\nu} L$$

condición que es la base de la ecuación V.1. El factor  $(1-2\nu/3L)$  toma en cuenta el efecto de la dimensión de la columna o capitel, el cual es favorable.

El coeficiente  $k$  se hizo depender también de  $F_S$  atendiendo a las consideraciones siguientes:

En una sección que está agrietada, la curvatura es igual a  $\epsilon_s/d(1-k)$ , en que  $\epsilon_s$  es la deformación unitaria del acero a tensión y  $kd$  la profundidad del eje neutro. En términos del esfuerzo,  $f_s$ , y del módulo de elasticidad  $E_s$ , queda

$$\frac{f_s}{E_s} / d (1-k)$$

Si integramos estas curvaturas, se llega a que la flecha en el centro del tablero tiene la forma:

$$\Delta = B \frac{f_s}{d} L^3 = B \frac{f_s}{h} L^3$$

En tableros de orilla, la flecha máxima es mayor que en tableros interiores debido a la falta de continuidad en el borde de orilla. En losas aligeradas la flecha máxima es mayor que en losas macizas por la menor rigidez de aquéllas. Normalmente un piso formado por losa plana tiene tableros de orilla y tableros interiores; sin embargo, se usa un espesor constante en todo el piso, definido por los tableros de orilla. Es válido suponer que todos los tableros son interiores si la losa sobresale en voladizo, entre cuatro y cinco veces su espesor, en todos los ejes exteriores de columnas.

En un piso de losa plana aligerada que tenga tableros de orilla el espesor se determina aplicando un factor igual a  $1.2 \times 1.2$ , al espesor que resulte de la ecuación V.1, pero como ya se mencionó, en ningún caso el espesor de la losa,  $h$ , será menor de 10 cm. cuando existe ábaco, o menor de 13 cm si no lo hay.

#### **5.4 Efecto de las aberturas en losas planas**

Es admisible construir aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera tal abertura. El efecto general de las aberturas es interrumpir la continuidad y uniformidad del flujo de esfuerzos de flexión y cortantes, y provocar concentraciones de esfuerzos. La influencia de una abertura depende de su localización y de su tamaño.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpe en cada dirección. El efecto de una abertura es mayor en franjas de columna que en franjas centrales.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpirse más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección. La intención de colocar a los lados una abertura el refuerzo que en ella se interrumpe es mantener el momento de fluencia total necesario para el equilibrio en una sección de la losa que cruce por la

abertura. En ciertos casos, podría ocurrir que la sección se volviera sobrerreforzada, al disminuir el área de concreto a compresión y no disminuir el acero de refuerzo. Por esta razón es necesario revisar que no se exceda el refuerzo máximo admisible en las secciones afectadas por aberturas y se use sólo el ancho que resulte de descontar las aberturas.



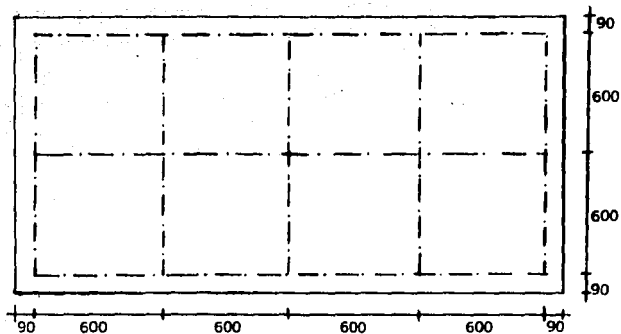
## CAPITULO VI

### APLICACION A UN EJEMPLO NUMERICO

Con el objeto de ilustrar de manera más objetiva los conceptos expuestos en los capítulos anteriores se desarrollará el análisis de un edificio de tres pisos cuya estructura está formada por marcos ortogonales de losas planas reticulares sobre columnas, y el diseño de uno de los tableros de la losa del primer piso de este edificio.

#### Descripción de la estructura.

El edificio se ubica en San Juan de Aragón, Estado de México y está destinado a oficinas particulares. Los siguientes croquis muestran esquemáticamente el alzado y la planta:



## DATOS:

Columnas de 60 x 60 cm  
 Casetones de 60 x 60 cm  
 Peralte efectivo  $d = 36$  cm  
 Espesor de la losa  $h = 40$  cm

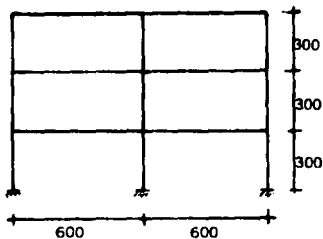
Estructura tipo B:  
 Oficinas  $CV = 250$  kg/cm<sup>2</sup>

Factor de carga (CM +  $CV_{\max}$ )  
 $FC = 1.4$

F de carga (CM +  $CV_{\text{inst}} + S$ )  
 $FC = 1.1$

## Materiales:

Concreto  $f'c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Acero de refuerzo  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>



Las constantes que se usarán en este ejemplo son las siguientes:

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 (200) = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f'c = 0.85 (160) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

debido a que  $f^*c < 250 \text{ kg/cm}^2$ , entonces:

$$\sqrt{f^*c} = \sqrt{160} = 12.65$$

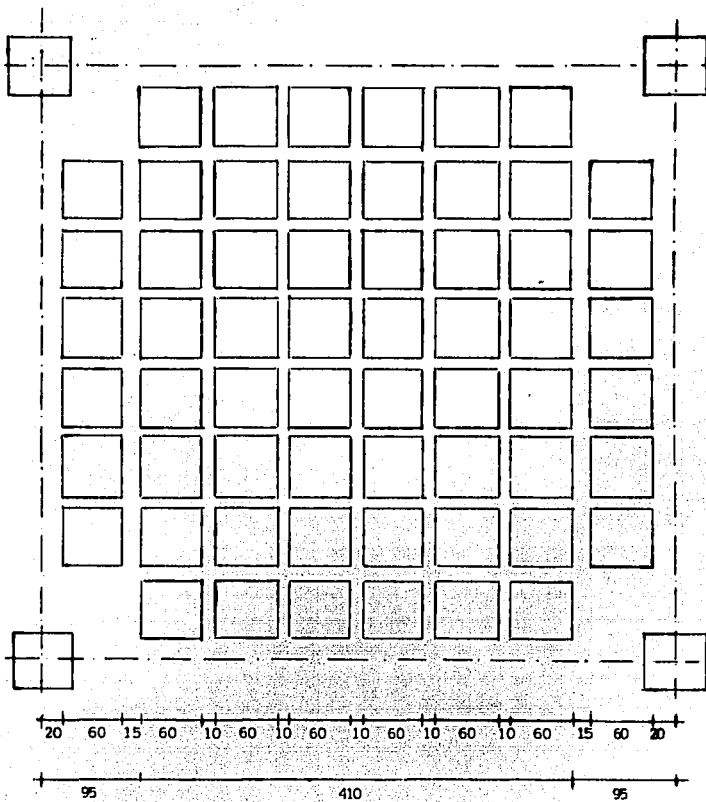
$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f^*c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.002357$$

$$P_{\max} = 0.75 \beta_1 = 0.75 \frac{f''c}{f_y} = \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{0.75 \times 130 \times 4800}{4200 \times 10200} = 0.01143$$

$$E = 14,000 \sqrt{f^*c} = 14,000 \sqrt{200} = 198,000$$

Por otra parte, de acuerdo a la longitud de los tableros entre ejes y teniendo en cuenta la dimension de los casetones la distribución de estos en uno de los tableros es la que se ilustra en la siguiente figura.

## DISTRIBUCION DE CASETONES



## CALCULO DE CARGAS

## CARGA VIVA MAXIMA (CV inst)

En azotea:

Volumen total =  $0.40(25.80 \times 13.80) - 0.6 \times 0.6 \times 0.35 \times 60$  casetones x  
 8 Tableros =  $81.94 \text{ m}^3$

$$W = 8.94 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 197 \text{ Ton}$$

Entortado  $0.15 \times 1.6 = 0.240 \text{ Ton/m}^2$ Enladrillado  $0.03 \times 1.5 = 0.045$ Carga viva =  $\frac{0.100}{0.385} \text{ Ton/m}^2$  [0.070]  
 [0.355]

$$W = 0.385 \text{ T/m}^2 \times 25.8 \times 13.8 = 137.10 \text{ Ton} \quad [126.40]$$

Columnas =  $15 \text{ cols.} \times 0.6 \times 0.6 \times (3/2 - 0.4) \times 2.4 = 14.26 \text{ Ton}$ Muros interiores =  $1.10 \times 0.25 \times 22 \times 5.4 = 32.70 \text{ Ton}$ Suma de cargas  $W_3 = 197 + 137.1 + 14.26 + 32.7 = 381.0 \text{ Ton} \quad [370.36]$ 

$$w_3 = \frac{381.0 \text{ Ton}}{12 \times 24} = 1.323 \text{ Ton/m}^2 \quad [1.29 \text{ ton/m}^2]$$

Niveles 2 y 1

$$W_{10sa} = 197 \text{ Ton.}$$

Piso de firme  $0.04 \times 2.0 = 0.080 \text{ Ton/m}^2$ 

Peso muerto incrementado (Art 197) = 0.040

Carga viva =  $\frac{0.250}{0.370} \text{ Ton/m}^2$  [0.180]

[0.300]

$$W = 0.37 \times 25.8 \times 13.8 = 132 \text{ Ton.} \quad [106.81]$$

Columnas  $15 \times 0.6 \times 0.6 \times (1.5 + 1.1) \times 2.4 = 33.70 \text{ Ton.}$ Muros  $(1.5 + 1.1) \times 0.25 \times 22 \times 5.4 = 77.22 \text{ Ton}$ Suma de cargas  $W_2 = W_1 = 197 + 132 + 33.7 + 77.22 = 440 \text{ Ton.} \quad [414.73]$ 

$$w_2 = w_1 = 440 / (24 \times 12) = 1.53 \text{ T/m}^2 \quad [1.44 \text{ T/m}^2]$$

## CALCULO DE LOS MOMENTOS DE INERCIA

Ancho del marco equivalente = 6 m



PLANTA

$$w_3 = 6 \text{ m} \times 1.323 \text{ T/m}^2 = 7.94 \text{ Ton/m}$$

$$w_2 = w_1 = 6 \text{ m} \times 1.53 \text{ T/m}^2 = 9.18 \text{ Ton/m}$$

Ancho equivalente de la viga para calcular el momento de inercia

$$b = \frac{0.5 l_2}{1 + 1.67 l_2 / l_1} + 0.3c \leq 0.5 l_2 \quad l_2 \text{-claro considerado en la dirección del ancho equivalente.}$$

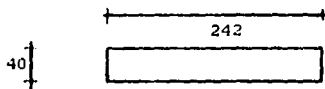
$$b_1 = \frac{0.5 \times 600}{1 + 1.67} + 0.3 \times 30 \leq 0.5(600) \quad l_1 \text{-claro en la dirección analizada.}$$

$$b_1 = 121 \leq 300$$

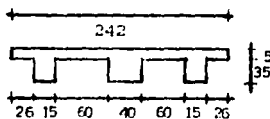
c=dimension de la columna en la dirección  $l_2$ .

$$b_2 = b_1 \text{ por simetría}$$

$$b = b_1 + b_2 = 121 + 121 = 242 \text{ cm}$$



SECCION MACIZA



SECCION ALIGERADA

Sección maciza

$$I_2 = (242 \times 40^3) / 12 = 129 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

## Sección aligerada

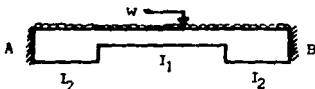
Centroide

$$\bar{X} = \frac{242 \times 5 \times 37.5 + 70 \times 35 \times 17.5}{242 \times 5 + 70 \times 35} = 24.11 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{242 \times 5^3}{12} + 242 \times 5 (37.5 - 24.11)^2 + \frac{70 \times 35^3}{12} + 70 \times 35 (24.11 - 17.5)^2$$

$$I_1 = 57.66 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

La viga entonces se puede suponer de la forma siguiente:



en donde podemos hacer un promedio para que el momento de inercia sea constante a lo largo de toda la viga:

$$I_v = (129 \times 10^4 \times 95 \times 2 + 57.66 \times 10^4 \times 410) / 600 = 80.25 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de las columnas

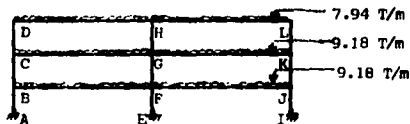


$$I_c = 60 \times 60^3 / 12 = 108 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_c / I_v = 1.34$$

$$1.34 I_c = I_v$$

## CALCULO DE MOMENTOS POR CARGA MUERTA Y CARGA VIVA MAXIMA



$$M_{DH} = -w l^2 / 12 = -7.94 \times 6^2 / 12 = -23.82 \text{ T-m} \quad M_{HD} = 23.82$$

$$\begin{aligned} M_{HL} &= -23.82 & M_{LH} &= 23.82 \\ M_{CG} &= -9.18 \times 6^2 / 12 = -27.54 \text{ T-m} & M_{GC} &= 27.54 \\ M_{GK} &= -27.54 & M_{KG} &= 27.54 \\ M_{FB} &= 27.54 & M_{BF} &= -27.54 \\ M_{FJ} &= -27.54 & M_{JF} &= 27.54 \end{aligned}$$

Se utiliza el metodo de Cross

Nudo D

$$k_{DH} = 4EI/6 = 0.667EI \quad k_{DC} = 4 \times 1.34EI/3 = 1.787EI \quad K_D = 2.454EI$$

$$d_{DH} = 0.667/2.454 = 0.272 \quad d_{DC} = 1.787/2.454 = 0.728$$

Nudo H

$$k_{HD} = 0.667EI \quad k_{HI} = 0.667EI \quad k_{HG} = 1.787EI \quad K_H = 3.121EI$$

$$d_{HD} = 0.667/3.121 = 0.214 \quad d_{HI} = 0.214 \quad d_{HG} = 1.787/3.121 = 0.572$$

Nudo L

$$d_{LH} = 0.272 \quad d_{LK} = 0.728$$

Nudo C

$$k_{CC} = 0.667EI \quad k_{CD} = 1.787EI \quad k_{CF} = 1.787EI \quad K_C = 4.241EI$$

$$d_{CC} = 0.667/4.241 = 0.158 \quad d_{CD} = 1.787/4.241 = 0.421 \quad d_{CF} = 0.421$$

Nudo G

$$k_{GH} = 1.787EI \quad k_{GF} = 0.667EI \quad k_{GI} = 1.787EI \quad k_{GK} = 0.667EI \quad K_G = 4.908EI$$

$$d_{GH} = 1.787/4.908 = 0.364 \quad d_{GF} = 0.667/4.908 = 0.136 \quad d_{GI} = 0.364 \quad d_{GK} = 0.136$$

Nudo K

$$d_{KG} = 0.158 \quad d_{KL} = 0.421 \quad d_{KB} = 0.421$$

NUDO B                  NUDO F                  NUDO J

$$d_{BF} = 0.158 \quad d_{FG} = 0.364 \quad d_{JK} = 0.421$$

$$d_{BA} = 0.421 \quad d_{FJ} = 0.136 \quad d_{JI} = 0.421$$

$$d_{BC} = 0.421 \quad d_{FE} = 0.364 \quad d_{JF} = 0.158$$

$$d_{FB} = 0.136$$



C	TD	TI	C
0.728	0.272	0.214	0.572
0.0	-23.820	23.82	0.0
17.341	6.479	0.0	0.0
5.797	0.0	3.240	0.0
-4.220	-1.577	0.0	0.0
-3.046	0.0	-0.788	0.0
2.217	0.829	0.0	0.0
0.701	0.0	0.414	0.0
-0.510	-0.191	0.0	0.0
-0.369	0.0	-0.095	0.0
0.269	0.100	0.0	0.0
18.180	-18.180	26.590	0.0

CS	CI	TD	TI	CS
0.421	0.421	0.158	0.136	0.364
0.0	0.0	-27.540	27.540	0.0
11.594	11.594	4.531	0.0	0.0
8.671	5.797	0.0	2.176	0.0
-6.091	-6.091	-2.286	0.0	0.0
-2.110	-1.221	0.0	-1.143	0.0
1.402	1.402	0.526	0.0	0.0
1.109	0.641	0.0	0.263	0.0
-0.737	-0.737	-0.277	0.0	0.0
-0.255	-0.148	0.0	-0.138	0.0
0.170	0.170	0.064	0.0	0.0
13.750	11.410	-25.160	28.700	0.0

CS	CI	TD	TI	CS
0.421	0.421	0.158	0.136	0.364
0.0	0.0	-27.540	27.540	0.0
11.594	11.594	4.351	0.0	0.0
5.797	0.0	0.0	2.176	0.0
-2.441	-2.441	-0.916	0.0	0.0
-3.046	0.0	0.0	-0.458	0.0
1.282	1.282	0.481	0.0	0.0
0.701	0.0	0.0	0.241	0.0
-0.295	-0.295	-0.111	0.0	0.0
-0.369	0.0	0.0	-0.055	0.0
0.155	0.155	0.055	0.0	0.0
13.380	10.300	-23.680	29.440	0.0

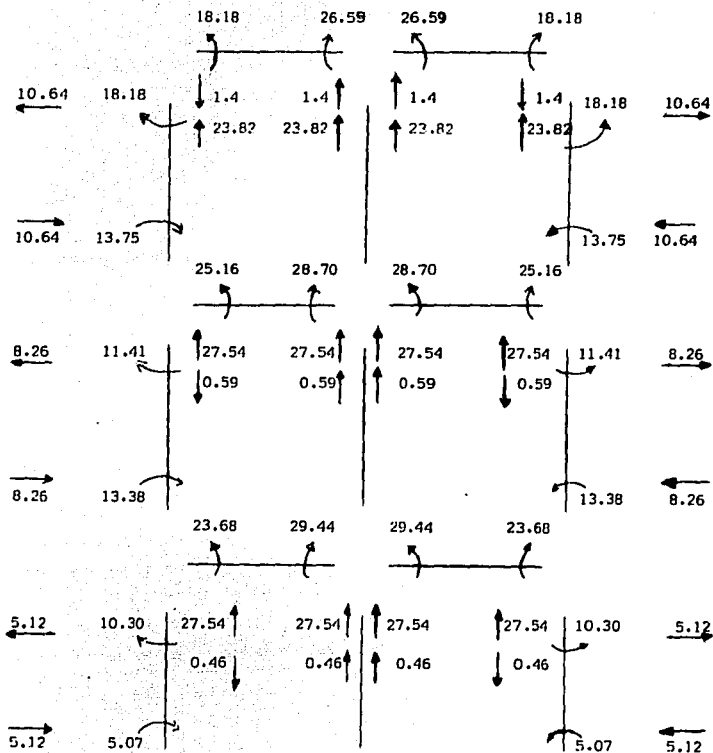
5.797
-1.221
0.641
-0.148
5.070

NOTA: Los valores son simétricos por lo que se muestra solo la mitad de la estructura.

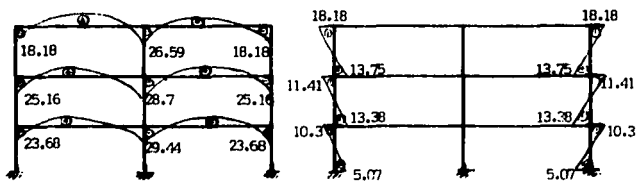
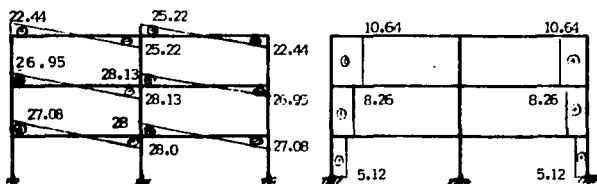
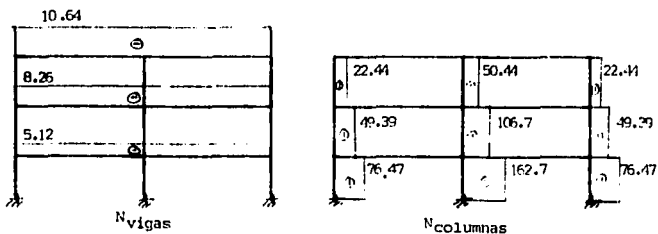
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0

FALLA DE ORIGEN

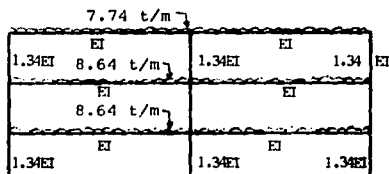
Con los valores anteriores se hace la siguiente gráfica que muestra los momentos y cortantes que actúan en la estructura:



## ELEMENTOS MECANICOS USANDO CARGA MUERTA Y CARGA VIVA MAXIMA.

M<sub>vigas</sub>M<sub>columnas</sub>V<sub>vigas</sub>V<sub>columnas</sub>N<sub>vigas</sub>N<sub>columnas</sub>

CALCULO DE LA RIGIDEZ DE ENTREPISO TOMANDO COMO BASE LA CARGA MUERTA COMBINADA CON CARGA VIVA INSTANTANEA.



viga equivalente

piso	h	b=c <sub>2</sub> +3h
1	40	180
2	40	180
3	40	180

Columnas

piso	b <sub>y</sub>	b <sub>x</sub>
1	60	60
2	60	60
3	60	60

$$I = bh^3/12$$

Seccion maciza

$$I_2 = 180 \times 40^3/12 = 96 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

sección aligerada

Centroide

$$\bar{X} = \frac{180 \times 5 \times 37.5 + 60 \times 35 \times 17.5}{180 \times 5 + 60 \times 35}$$

$$\bar{X} = 23.5 \text{ cm}$$

$$I_1 = 180 \times 5^3/12 + 180 \times 5 (37.5 - 23.5)^2 + 60 \times 35^3/12 + 60 \times 35 (23.5 - 17.5)^2$$

$$I_1 = 46.825 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{96 \times 10^4 \times 95 \times 2 + 46.825 \times 10^4 \times 410}{600} = 62.40 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

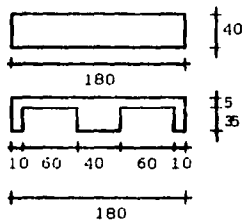
Columnas

$$I_c = 60 \times 60^3/12 = 108 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{c1} = I_{c2} = I_{c3} = 62.4 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{c1} = I_{c2} = I_{c3} = 108 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$K_{c1} = K_{c2} = K_{c3} = 62.4 \times 10^4 / 600 = 1040 \text{ K}_{c1} = K_{c2} = K_{c3} = 108 \times 10^4 / 600 = 1800$$



## ECUACIONES DE WILBUR PARA CALCULAR LA RIGIDEZ DE ENTREPISO

Dirección y

$$\sum K_{c1} = \sum K_{c2} = \sum K_{c3} = 3 \times 1800 = 5.400$$

$$\sum K_{t1} = \sum K_{t2} = \sum K_{t3} = 2 \times 1040 = 2.080$$

$$K_1 = 48E / (h_1 (4h_1 / \sum K_{c1} + (h_1 + h_2) / (\sum K_{t1} + \sum K_{t1} / 12))) =$$

$$K_1 = 48(198.000) / (300(4(300) / 5400 + 600 / (2080 + 5400 / 12))) =$$

$$K_1 = 68.96 \text{ Ton/cm}$$

$$K_2 = 48E / (h_2 (4h_2 / \sum K_{c2} + (h_1 + h_2) / (\sum K_{t1} + \sum K_{t1} / 12) + (h_2 + h_3) / \sum K_{t2})) =$$

$$K_2 = 42.36 \text{ Ton/cm}$$

$$K_3 = 48E / (h_3 (4h_3 / \sum K_{c3} + (h_2 + h_3) / \sum K_{t3} + h_3 / \sum K_{t3})) = 48.37 \text{ Ton/cm}$$

Dirección x

$$\sum K_{c1} = \sum K_{c2} = \sum K_{c3} = 5 \times 1800 = 9.000$$

$$\sum K_{t1} = \sum K_{t2} = \sum K_{t3} = 4 \times 1040 = 4.160$$

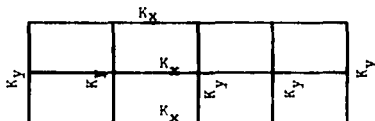
Usando también en este caso las ecuaciones de Wilbur, tenemos que

$$K_1 = 123.97 \text{ Ton/cm}$$

$$K_2 = 79.25 \text{ Ton/cm}$$

$$K_3 = 90.60 \text{ Ton/cm}$$

En resumen se tiene que



$$\sum K_{1x} = 3 \text{ marcos} \times 123.97 = 371.91 \text{ Ton/cm}$$

$$\sum K_{1y} = 5 \text{ marcos} \times 68.96 = 344.80 \text{ Ton/cm}$$

$$\sum K_{2x} = 3 \times 79.25 = 237.75$$

$$\sum K_{2y} = 5 \times 42.36 = 211.80$$

$$\sum K_{3x} = 3 \times 90.60 = 271.80$$

$$\sum K_{3y} = 5 \times 48.37 = 241.85$$

**CALCULO DE CORTANTES DE ENTREPISO Y DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS A SISMO POR EL METODO ESTATICO.**

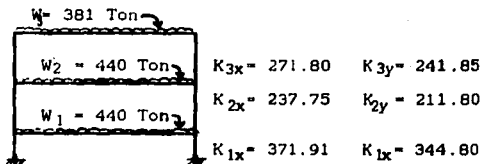
Lugar: San Juan de Aragón (Zona metropolitana)

Suelo tipo III

Estructura tipo B (oficinas)

Entrando con estos datos a la tabla del apéndice A resultan los siguientes valores:

$$\begin{aligned} a_0 &= 0.10 \\ c &= 0.40 \\ T_a &= 0.60 \\ T_b &= 3.90 \\ r &= 1.00 \end{aligned}$$



Cálculo del cortante de entrepiso 1

$$V_1 = \frac{c}{Q} \sum_{i=1}^n W_i$$

Por tratarse de una estructura a base de losas planas reticuladas, se diseñará con un valor de  $Q = 3$

$$V_1 = 0.4 (381 + 440 + 440) / 3 = 168.13 \text{ Ton}$$

Cálculo de  $a_n$

$$a_n = c/Q \times H \sum_{i=1}^n W_i / \sum_{i=1}^n W_i H_i = 0.4(9 \times 1261) / (3 \times 7389) = 0.2048$$

piso	$W_i$	$H_i$	$W_i H_i$
1	440	3	1320
2	440	6	2640
3	381	9	3429
	$\Sigma = 1261$		$\Sigma = 7389$

Cálculo de  $a_i$

piso	$a_i = a_n H_i / H$	$F_i = a_i W_i$
1	0.0683	30.04
2	0.1365	60.07
3	0.2048	78.02

$$\Sigma = 168.13 = V_1$$

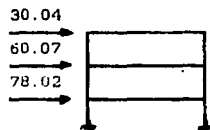
## Cálculo de desplazamientos

Sentido x

$$\begin{aligned}\Delta_1 &= 168.13 \times 3/371.91 = 1.35 \text{ cm} \\ \Delta_2 &= 90.11 \times 3/237.75 = 1.14 \text{ cm} \\ \Delta_3 &= 30.04 \times 3/271.80 = 0.33 \text{ cm}\end{aligned}$$

Sentido y

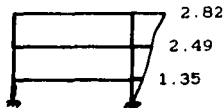
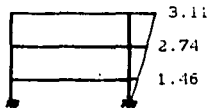
$$\begin{aligned}\Delta_1 &= 168.13 \times 3/344.8 = 1.46 \text{ cm} \\ \Delta_2 &= 90.11 \times 3/211.8 = 1.28 \text{ cm} \\ \Delta_3 &= 30.04 \times 3/241.85 = 0.37 \text{ cm}\end{aligned}$$



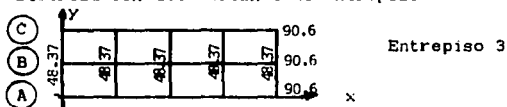
Fuerzas



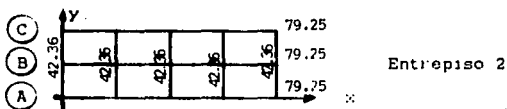
Cortantes

Desplazamientos  
sentido xDesplazamientos  
sentido y

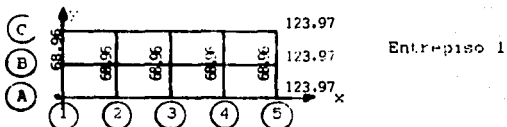
## Distribución del cortante de entrepiso.



Entrepiso 3



Entrepiso 2



Entrepiso 1

## Entrepiso 1

Centro de torsion = centro de cortante

$x_{v1} = 12.90 \text{ m}$

$y_{v1} = 6.90 \text{ m}$

$Y_T = 2566.17/371.91 = 6.9 \text{ m}$

	$K_x$	$y$	$K_x y$	$\bar{y}$	$K_x \bar{y}$	$K \bar{y}^2$
C	123.97	12.9	1599.21	6	743.82	4462.92
B	123.97	6.9	855.39	0	0.0	0.0
A	123.97	0.9	111.57	-6	-743.82	4462.92
	371.91		2566.17			8925.84

	$K_y$	$x$	$K_y x$	$\bar{x}$	$K_y \bar{x}$	$K_y \bar{x}^2$	$\bar{x} = 4447.9/344.8 = 12.9$
5	68.96	24.9	1717.10	12	827.52	9930.24	
4	68.96	18.9	1303.34	6	413.76	2482.56	
3	68.96	12.9	889.58	0	0.0	0.0	
2	68.96	6.9	475.82	-6	-413.76	2482.56	
1	68.96	0.9	62.06	-12	-827.52	9930.24	
	344.80		4447.90			24825.60	

$J = 8925.84 + 24825.6 = 33.751.44$

Análisis en la dirección x

$CT = CV = (12.9, 6.9)$

$e_{y1} = 0.10 \times 13.8 = 1.38 \text{ m}$

$e_{y2} = -0.10 \times 13.8 = -1.38 \text{ m}$

$M_{x1} = 168.13 \times 1.38 = 232.02 \text{ Ton-m}$

$M_{x2} = 168.13 \times -1.38 = -232.02 \text{ Ton-m}$

$V = V_d + V_{t1} \quad V = V_d + V_{t2} \quad V_{tj} = V K_{xj} / \sum_{j=1}^n K_{xj}$

$V_{d1} = 168.13 K_{x1} / 371.91 = 0.452 K_{x1}$

$V_{t1x} = 232.02 K_{xy} / 33751.44 \quad V_{t1y} = -232.02 K_{yx} / 33751.44$

$V_{t2x} = -232.02 K_{xy} / 33751.44 \quad V_{t2y} = 232.02 K_{yx} / 33751.44$

	$V_d$	$V_{t1}$	$V_{t2}$		
	56.04	5.11	-5.11	-----	56.04
	56.04	0.0	0.0	-----	56.04
	56.04	-5.11	5.11	-----	56.04
	168.12	0.0	0.0		



	$V_{t1}$	$V_{t2}$	
	5.69	-5.69	---0.0
	2.84	-2.84	---0.0
	0.0	0.0	---0.0
	-2.84	2.84	---0.0
	<u>-5.69</u>	<u>5.69</u>	---0.0
	0.0	0.0	

sentido x analizado. Como podemos notar, los resultados son cero en todos los casos.

Análisis en la dirección y

$$e_{d1} = 0.10 \times 25.8 = 2.58 \text{ m}$$

$$e_{d2} = -0.10 \times 25.8 = -2.58 \text{ m}$$

$$M_{d1} = 168.13 \times 2.58 = 433.78 \text{ T-m}$$

$$M_{d2} = 168.13 \times -2.58 = -433.78 \text{ T-m}$$

$$V_{d1} = 433.78 \text{ K}_x / 33751.44$$

$$V_{d2} = -433.78 \text{ K}_x / 33751.44$$

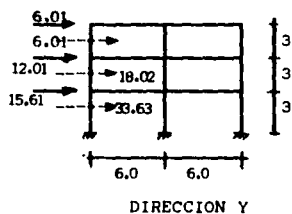
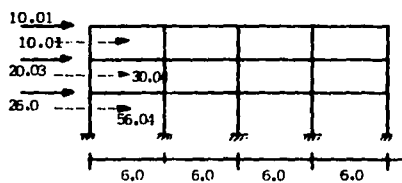
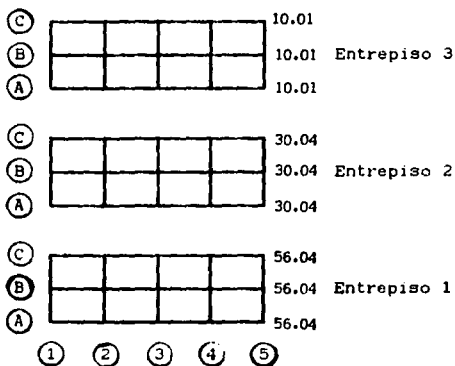
$$V_{d1} = 168.13 \text{ K}_y / 344.8$$

	$V_{t1}$	$V_{t2}$	
	9.56	-9.56	---- 0.0
	0.0	0.0	---- 0.0
	<u>-9.56</u>	<u>9.56</u>	---- 0.0
	0.0	0.0	

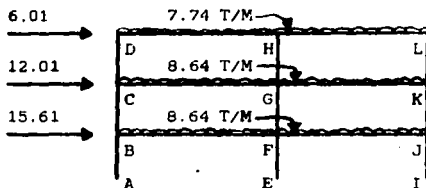
	$V_d$	$V_{t1}$	$V_{t2}$	
	33.63	10.64	10.64	---33.63
	33.63	5.32	-5.32	---33.63
	33.63	0.0	0.0	---33.63
	33.63	-5.32	5.32	---33.63
	<u>33.63</u>	<u>-10.64</u>	<u>10.64</u>	---33.63
	168.15	0.0	0.0	

Se sigue el mismo procedimiento en los demás entrepisos y debido a que las cargas son simétricas, el centro de torsión se encuentra en el mismo punto que el centro de cortante.

En resumen los tableros quedan de esta manera:



## CALCULO DE ELEMENTOS MECANICOS



$$M_{DH} = -w l^2 / 12 = -7.74 \times 6^2 / 12 = -23.22 \text{ ton-m}$$

$$M_{HD} = 23.22$$

$$M_{HL} = -23.22$$

$$M_{LH} = 23.22$$

$$M_{CG} = -8.64 \times 6^2 / 12 = -25.92 \text{ T-m}$$

Análogamente, los demás momentos son iguales.

Las rigideces son iguales que para la condición de carga muerta más carga viva máxima, por lo que se precede a calcular los elementos mecánicos por el método de Cross. Resultando los siguientes valores:

C	TD	TI	C
0.728	0.272	0.214	0.572
0.0	-23.220	23.220	0.0
16.904	6.316	0.0	0.0
5.456	0.0	3.158	0.0
-3.972	-1.484	0.0	0.0
-2.928	0.0	-0.742	0.0
2.132	0.796	0.0	0.0
0.660	0.0	0.398	0.0
-0.480	-0.180	0.0	0.0
-0.355	0.0	-0.090	0.0
0.258	0.097	0.0	0.0
17.675	-17.675	25.944	0.0

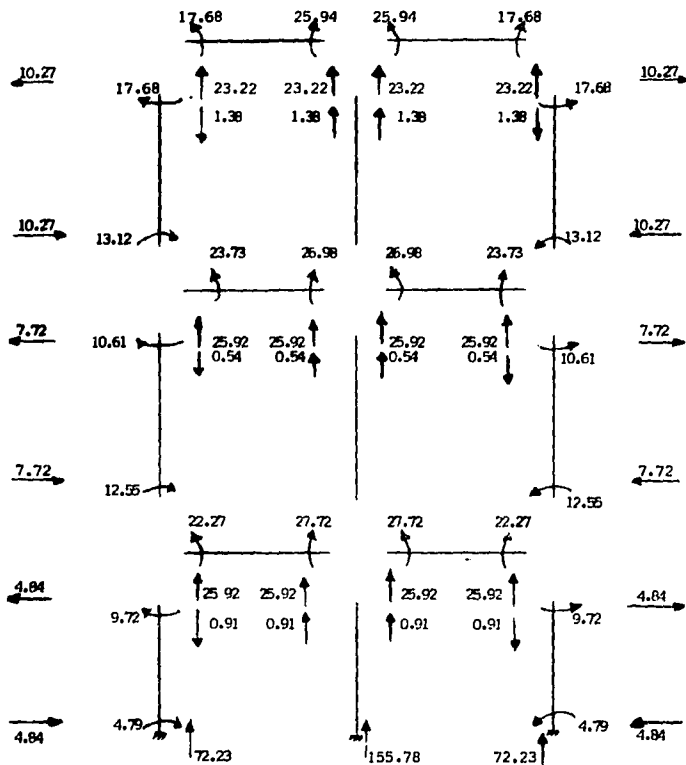
CS	CI	TD	TI	CS
0.421	0.421	0.158	0.136	0.364
0.0	0.0	-25.920	25.920	0.0
10.912	10.912	4.095	0.0	0.0
8.452	5.456	0.0	2.048	0.0
-5.855	-5.855	-2.197	0.0	0.0
-1.986	-1.149	0.0	-1.099	0.0
1.320	1.320	0.495	0.0	0.0
1.066	0.617	0.0	0.348	0.0
-0.709	-0.709	-0.266	0.0	0.0
-0.240	-0.139	0.0	-0.133	0.0
0.160	0.160	0.060	0.0	0.0
13.120	10.613	-23.733	26.984	0.0

CS	CI	TD	TI	CS
0.421	0.421	0.158	0.136	0.364
0.0	0.0	-25.920	25.920	0.0
10.912	10.912	4.095	0.0	0.0
5.456	0.0	0.0	2.048	0.0
-2.297	-2.297	-0.862	0.0	0.0
-2.928	0.0	0.0	-0.431	0.0
1.233	1.233	0.463	0.0	0.0
0.660	0.0	0.0	0.231	0.0
-0.278	-0.278	-0.104	0.0	0.0
-0.355	0.0	0.0	-0.052	0.0
0.149	0.149	0.056	0.0	0.0
12.552	9.719	-32.272	27.716	0.0

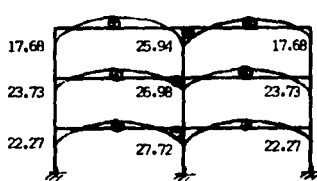
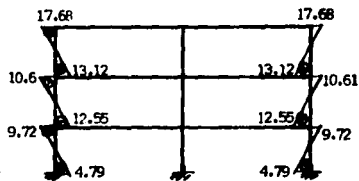
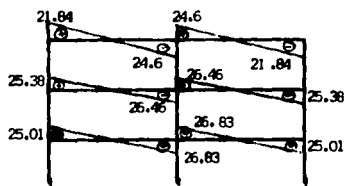
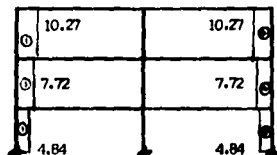
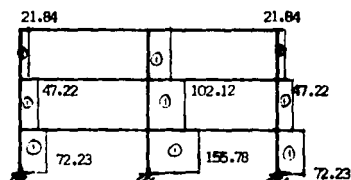
5.456
-1.149
0.617
-0.139
4.785

0.0
0.0
0.0
0.0
0.0

## CALCULO DE MOMENTOS POR CARGA MUERTA Y CARGA VIVA INSTANTANEA.

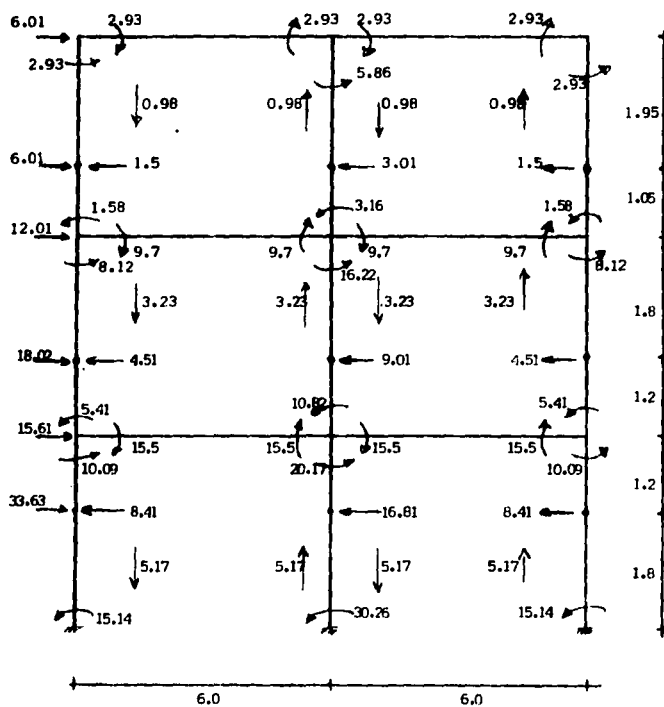


## ELEMENTOS MECANICOS POR CARGA MUERTA Y CARGA VIVA INSTANTANEA.

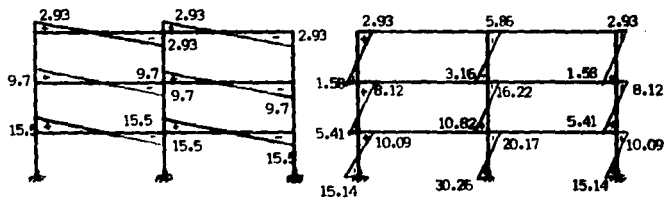
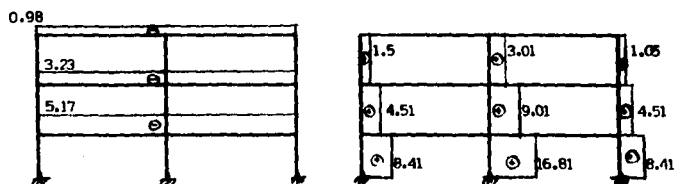
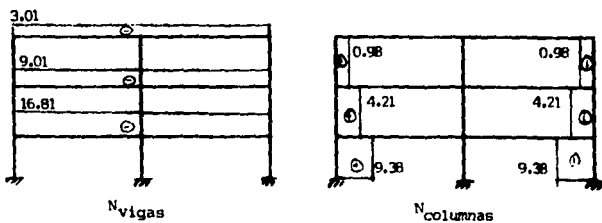
M  
vigasN  
columnasV  
vigasV  
columnasN  
vigasN  
columnas

## ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL

METODO DE BOWMAN.

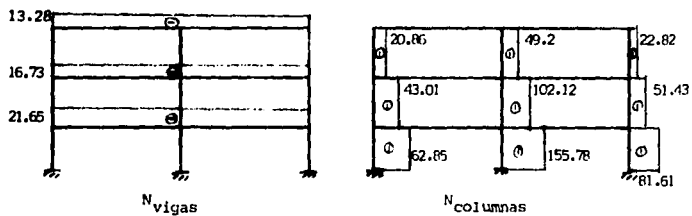
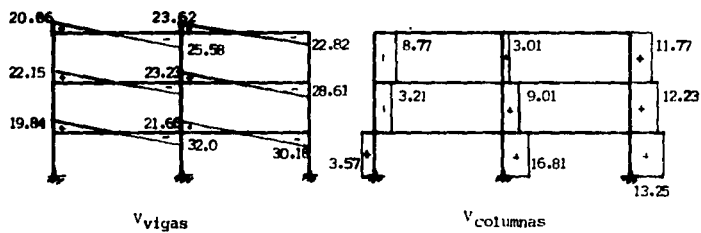
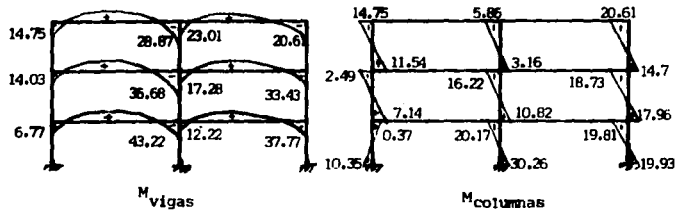


## ELEMENTOS MECANICOS POR CARGA HORIZONTAL.

 $M_{vigas}$  $M_{columnas}$  $V_{vigas}$  $V_{columnas}$  $N_{vigas}$  $N_{columnas}$

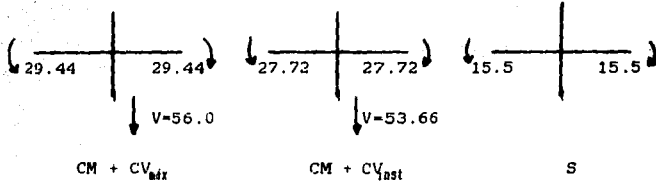


## ELEMENTOS MECANICOS POR CARGA VERTICAL Y HORIZONTAL.

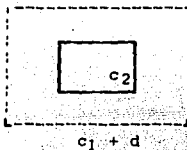


## REVISION DEL CORTANTE POR PENETRACION.

Nivel 1 Columna interior B



## PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA CONEXION.



$$\begin{aligned}
 c_1 &= 60 \text{ cm} & c_2 &= 60 \text{ cm} \\
 c_1 + d &= 60 + 36 = 96 \text{ cm} \\
 c_2 + d &= 96 \text{ cm} \\
 C_{AB} &= 96/2 = 48 \text{ cm} \\
 A_c &= 2d(c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 36(60 + 60 + 2 \times 36) \\
 A_c &= 13.824 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\alpha = 1 - 1 / \left( \frac{2}{3} + \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}} \right) = 1 - 0.6 = 0.4$$

$$J_c = d(c_2 + d)^3 / 6 + (c_1 + d)d^3 / 6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2 / 2 = 21'980.160 \text{ cm}^4$$

Revisión bajo Carga muerta mas carga viva máxima

$$V_u = V \times 1.4 = 56 \times 1.4 = 78.4 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0$$

$$V_{u\max} = 78400 / 13824 = 5.67 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo

$$F_R f'c = 0.8 \times 12.65 = 10.12 \text{ kg/cm}^2 > V_{u\max}$$

Por lo que no es necesario poner refuerzo bajo  $CM + CV_{\max}$

Revisión bajo carga muerta más carga viva instantánea más sismo.

$$V_u = (53.66 + 0) \times 1.1 = 59.03 \text{ Ton}$$

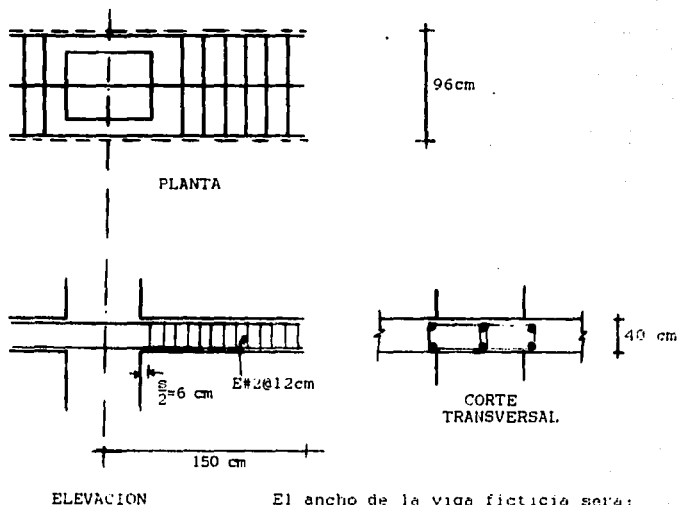
$$M_u = (10.82 + 20.17) \times 1.1 = 34.09 \text{ Ton-m}$$

$$V_{\text{adm}} = \frac{V_u + \alpha M_c / l_b}{A_c} = \frac{59030 + \frac{0.4 \times 34.09 \times 10^4 \times 48}{21'980.160}}{13824} = 7.25 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante admisible:

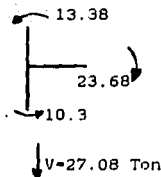
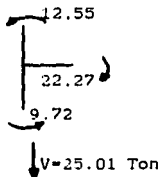
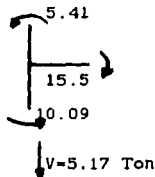
$$F_R \sqrt{f'c} = 0.7 \times 12.65 = 8.86 \text{ kg/cm}^2 > V_{\text{adm}}$$

Por lo que tampoco es necesario suministrar refuerzo, sin embargo, de acuerdo al reglamento del Distrito Federal, se usarán estribos con varillas del número 2 de cuatro ramas en las nervaduras del eje de columnas y adyacentes espaciadas a  $d/3 = 12 \text{ cm}$  hasta un cuarto del claro analizado ( $600/4 = 150 \text{ cm}$ ) medido desde los ejes de columnas.



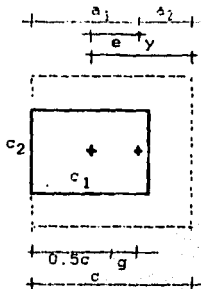
El ancho de la viga ficticia será:  
 $b = d + c = 36 + 60 = 96 \text{ cm}$

Nivel 1. columna exterior A

CM + CV  $M_x$ CM + CV  $M_{inst}$ 

S

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA CONEXION.



$$c = c_1 + d/2 = 60 + 18 = 78 \text{ cm}$$

$$b = c_2 + d = 60 + 36 = 96 \text{ cm}$$

$$Ac = (2c + b) d = (2 \times 78 + 96) 36 = 9072 \text{ cm}^2$$

$$g = \frac{bc}{2(2c + b)} = \frac{96(78)}{2(2(78) + 96)} = 14.86 \text{ cm}$$

$$y = c - c_1/2 = 78 - 60/2 = 48 \text{ cm}$$

$$a_2 = c/2 - g = 78/2 - 14.86 = 24.14 \text{ cm}$$

$$e = y - c/2 + g = 48 - 78/2 + 14.86 = 23.86 \text{ cm}$$

$$J_c = dc^3/6 + cd^3/6 + 2cdg^2 + bd(c/2 - g)^2$$

$$J_c = 36(78)^3/6 + 78(36)^3/6 + 2(78)(36)(14.86)^2 + 96(36)(78/2 - 14.86)^2$$

$$J_c = 6 \cdot 707.911 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c/b)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(78/96)}} = 0.3765$$

Revisión bajo carga muerta más carga viva máxima

$$M_u = 23.68(1.4) = 33.15 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 27.08(1.4) = 37.91 \text{ Ton}$$

$$V_{u\max} = \frac{V_u}{\lambda} + \frac{\alpha(M_u - V_u \cdot e)}{L} = \frac{37910}{9072} + \frac{0.3765(33.15 \times 10^5 - 37910 \times 23.86)24.14}{6707911}$$

$$V_{u\max} = 7.58 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo

$$F_R \sqrt{f'c} = 0.8(12.65) = 10.12 \text{ kg/cm}^2 > V_{u\max}$$

por lo que bajo carga muerta más carga viva máxima no es necesario refuerzo.

Revisión bajo carga muerta más carga instantánea más sismo

$$M_u = MF_c = (22.27 + 15.5)1.1 = 41.55 \text{ Ton-m}$$

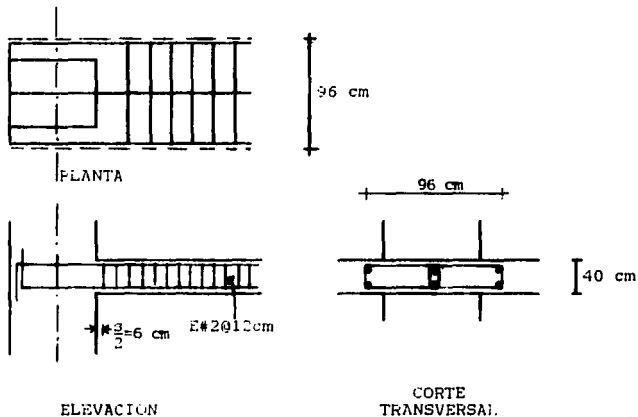
$$V_u = VF_c = (25.01 + 5.17)1.1 = 33.20 \text{ Ton}$$

$$V_{u\max} = \frac{33200}{9072} + \frac{0.3765(41.55 \times 10^5 - 33200 \times 23.86)24.14}{6707911} = 8.22 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo

$$F_R \sqrt{f'c} = 0.7(12.65) = 8.86 \text{ kg/cm}^2 > V_{u\max}$$

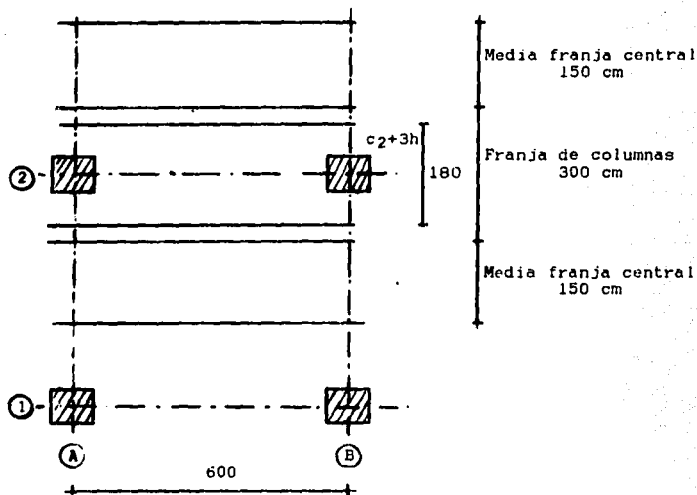
Por lo que resulto de las operaciones anteriores, no es necesario refuerzo en estas condiciones tampoco, pero se refuerza de manera similar a la columna 1B.



NOTA: En las demás nervaduras no es necesario refuerzo por tension, no obstante se deben poner estribos con acero del numero 2 a cada  $d/2 = 18 \text{ cm}$  por reglamentacion.

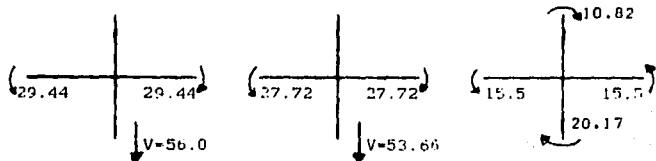
## CALCULO PARA EL DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION

Eje 2, claro A-B, extremo A (momentos negativos)

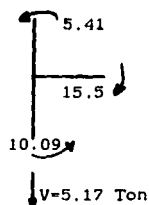
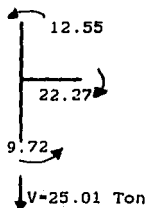
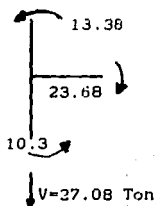


$$A_B = M_U \times \frac{1}{F_R Z f_y} = M_U \times \frac{1}{0.9(0.8235 \times 0.36) 4.2} = 0.8924 M_U$$

donde Z es el brazo asociado al área máxima de acero admisible



$$M_U = 29.44(1.4) = 41.22 \quad M_U = (27.72 + 15.5) 1.1 = 47.54$$



$$M_U = 23.68(1.4) = 33.15$$

$$M_U = (22.27 + 15.5)1.1 = 41.55$$

Momento negativo exterior

El refuerzo debe concentrarse en  $c_2 + 3h = 180$  cm y centrarse respecto al eje de columnas.

En la sección crítica

por carga muerta más carga viva máxima

$$M_U = 33.15 \text{ Ton-m}$$

$$A_S = 0.8924(33.15) = 29.58 \text{ cm}^2$$

por complemento a carga muerta, carga viva instantánea y sismo

$$M_U = 41.55 - 33.15 = 8.4 \text{ Ton-m}$$

$$A_S = 0.8924(8.4) = 7.5 \text{ cm}^2$$

Momento negativo interior

por carga muerta más carga viva máxima

en franja de columna

$$M_U = 0.75(41.22) = 30.92 \text{ Ton-m}$$

$$A_S = 0.89(30.92) = 27.59 \text{ cm}^2$$

en franjas centrales

$$M_U = 0.25(41.22) = 10.31 \text{ Ton-m}$$

$$A_S = 0.8924(10.3) = 9.2 \text{ cm}^2$$



por complemento a carga muerta, carga viva instantánea y sismo

$$M_u = 47.54 - 41.22 = 6.32 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 0.8924(6.32) = 5.64 \text{ cm}^2$$

Momento positivo

Máximo por carga viva máxima

$$M_{\text{máx}} = 13.26 \times 1.4 = 18.56 \text{ Ton-m}$$

En franja de columna

$$M_u = 0.6 \times 18.56 = 11.14 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 0.8924 \times 11.14 = 9.94 \text{ cm}^2$$

En franjas centrales

$$M_u = 0.4 \times 18.56 = 7.42 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 0.8924 \times 7.42 = 6.62 \text{ cm}^2$$

Máximo por carga muerta, carga muerta instantánea y sismo

$$M_u = 16.02 \times 1.1 = 17.62 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 0.89.24 \times 17.62 = 15.72 \text{ cm}^2$$

Revisión del porcentaje de acero suministrado en cada nervadura

$$P_{\text{min}} = 0.002357$$

$$P_{\text{máx}} = 0.01143$$

a) Refuerzo en  $c_2 + 3h$  (En este ancho queda incluida la nervadura del eje de 40 cm y dos partes de nervadura de 10 cm)

Extremo exterior.

Refuerzo negativo

$$A_s = 37.08 \text{ cm}^2 \quad 8\#8 = 40.54 \text{ cm}^2$$

$$p = 40.54 / 90 \times 36 = 0.0117 = p_{\text{max}}$$

## Refuerzo positivo

$$A_s = 8.52 \text{ cm}^2 \quad 2\#8 = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$p = 10.13/96 \times 36 = 0.0029 \quad p_{\min} < p < p_{\max}$$

## Extremo interior. Refuerzo negativo

$$A_s = 19.44 \text{ cm}^2 \quad 4\#8 = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$p = 20.27/96 \times 36 = 0.0058 \quad p_{\min} < p < p_{\max}$$

## Zona de la nervadura (b = 40 cm)

$$A_s = 8.52 \text{ cm}^2 \quad 2\#8 = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$p = 10.13/40 \times 36 = 0.007 > p_{\min}$$

## b) Nervaduras adyacentes a la del eje de columnas (15 cm)

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2 \quad 2\#4 = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$p = 2.53/15 \times 36 = 0.0047 < p_{\max}$$

## c) Nervaduras de franja central (10 cm)

$$A_s = 9.2/5 \text{ Nervaduras} = 1.84 \text{ cm}^2 \quad 1\#5 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$p = 1.99/10 \times 36 = 0.0055 > p_{\min}$$

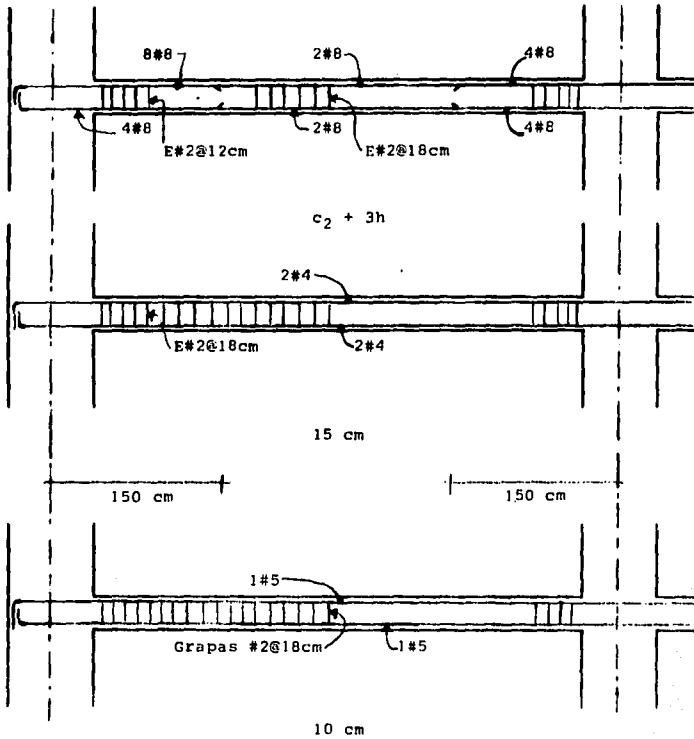
Areas teóricas de refuerzo (cm<sup>2</sup>)

Franja columnas	29.58	9.94	27.59
Franja central	0.0	6.62 (1)	9.20
c <sub>2</sub> + 3h	29.58	8.52 (1)	13.80
Resto de nervaduras		1.42 (2)	13.8
Lecho superior	7.50		5.64
Lecho inferior	15.72		15.72
Lecho superior	37.08		19.44
Lecho inferior	15.72	8.52	15.72

(1)  $9.94 \times 60/70 = 8.52$  siendo 60 el ancho de nervaduras que caben en c<sub>2</sub> + 3h y 70 el ancho de nervaduras que caben en la franja de columnas.

(2)  $9.92 - 8.52 = 1.42 \text{ cm}^2$

## REFUERZO POR FLEXION



## APENDICE A

ZONA	TIPO DE SUELO	a	c	T (seg)	T (seg)	r
A	I	0.030	0.08	0.30	0.8	1/2
	II	0.045	0.12	0.50	2.0	2/3
	III	0.060	0.16	0.75	3.3	1
B	I	0.030	0.16	0.30	0.8	1/2
	II	0.045	0.20	0.50	2.0	2/3
	III	0.060	0.24	0.80	3.0	1
C	I	0.050	0.24	0.25	0.67	1/2
	II	0.080	0.30	0.45	1.60	2/3
	III	0.100	0.36	0.60	2.90	1
D	I	0.090	0.48	0.15	0.55	1/2
	II	0.140	0.56	0.30	1.40	2/3
	III	0.180	0.64	0.45	2.70	1
ZONA METROPOLITANA	I	0.040	0.16	0.20	0.60	1/2
	II	0.080	0.32	0.30	1.50	2/3
	III	0.100	0.40	0.60	3.90	1

donde

I corresponde a terreno firme

II corresponde a terreno intermedio

III corresponde a terreno blando

Los valores de esta tabla corresponde a estructuras comunes (grupo B).

Para estructuras importantes (grupo A), los valores  $a_0$  y  $c$  deben ser afectados por un "FACTOR DE IMPORTANCIA" cuyo valor corresponde a 1.3 para las zonas A,B,C y D, en tanto que para la zona metropolitana este factor debe ser de 1.5. Los valores de  $T_1$ ,  $T_2$  y  $r$  no cambian.

## CAPITULO VII

### CONCLUSIONES

- 1.- Las estructuras de losas planas sobre columnas presentan ventajas significativas para su empleo en edificios por su rapidez constructiva, mejor apariencia estética, facilidad de construcción, disminución de altura de entresijos y, en consecuencia, aumento del área rentable.
- 2.- La resistencia a carga vertical de este tipo de estructuras es muy alta. Existen métodos de diseño que permiten el dimensionamiento rápido por carga vertical y que en términos generales resultan conservadores si se les compara con los resultados de pruebas experimentales.
- 3.- Sin embargo, las experiencias del sismo de 1985 en la Ciudad de México indican que el comportamiento de este tipo de estructuras ante sollicitaciones laterales es poco satisfactorio. Por esta razón, los reglamentos de construcción del Distrito Federal impusieron normas de análisis y diseño sísmico para estas estructuras mucho más severas que las previstas en reglamentos anteriores.

FALLA DE ORIGEN

- 4.- El seguimiento estricto de estas nuevas normas sísmicas es esencial para garantizar la seguridad de edificios con losas planas. De acuerdo con las prescripciones actuales sólo resulta factible emplear estructuras reticulares a base de marcos aislados para resistir el sismo si el número de pisos es menor de cuatro. De lo contrario, es necesario complementar la estructura de marcos con muros de rigidez que tomen la mayor parte del cortante.
  
- 5.- Aunque se han tenido avances significativos en la comprensión del comportamiento de las estructuras con losas planas ante cargas permanentes y sísmicas, todavía quedan por investigar y aclarar numerosos puntos, por lo que es recomendable instrumentar edificios reales de este tipo con medidores de deformaciones y con aparatos de registro sísmico para tener datos suficientes que permitan afinar las normas futuras.

FALLA DE ORIGEN

## BIBLIOGRAFIA

Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. México. Diario Oficial de la Federación. 2 de agosto de 1993.

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. México. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. núm 48, 26 de Noviembre de 1987.

Loera, Santiago y Carlos Javier Mendoza. Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. México, Instituto de Ingeniería. 1991. (Serie ES-2)

American Concrete Institute. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-89 y comentarios (ACI 318R-89)). México. IMCYC. 1991.

Gonzalez Cuevas, Oscar y Francisco Robles. Aspectos Fundamentales del concreto reforzado. Segunda edición. México. LIMUSA. 1994.

Ferguson P.M. Fundamentos del concreto reforzado, segunda edición. México. CECSA. 1987.

Bazán, Enrique y Roberto Meli. Manual de diseño sísmico de edificios. México. LIMUSA. 1990.

Meli Roberto. Diseño estructural.

Perez Alamá, Vicente. Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado por resistencia máxima y servicio. México. Trillas. 1993.